JAHRGANG LXIII. 1913. HEFT IV BIS VI.

Das neue Regierungsgebäude in Düsseldorf.

(Mit Abbildungen auf Blatt 17 bis 19 im Atlas.)



Abb. 1. Ansicht von der Emmericher Straße.

Die Geschichte der Königlichen Preußischen Regierung in Düsseldorf reicht bis zum 14. April 1609 zurück, an welchem Tage der erbberechtigte Kurfürst Johann Sigismund von Brandenburg das Herzogtum Jülich-Cleve-Berg in Besitz nahm und die Verwaltung in dem alten Schlosse in Cleve einrichtete. Die nach Beendigung der französischen Herrschaft im Jahre 1816 in Cleve wiedereingesetzte Regierung wurde im Jahre 1822 der Düsseldorfer Regierung zugelegt. Diese war in dem 1625 bis 1655 in der Mühlenstraße erbauten Jesuitenkloster untergebracht, während die Wohnung des Regierungspräsidenten mit dem Zentralbureau auf der anderen Seite der Mühlenstraße in der 1760—1766 als Zubehör zu dem alten Kurfürstlichen Schlosse erbauten, sogenannten „Residenz" Unterkunft fanden (vgl. Text-Abb. 3 u. 4).

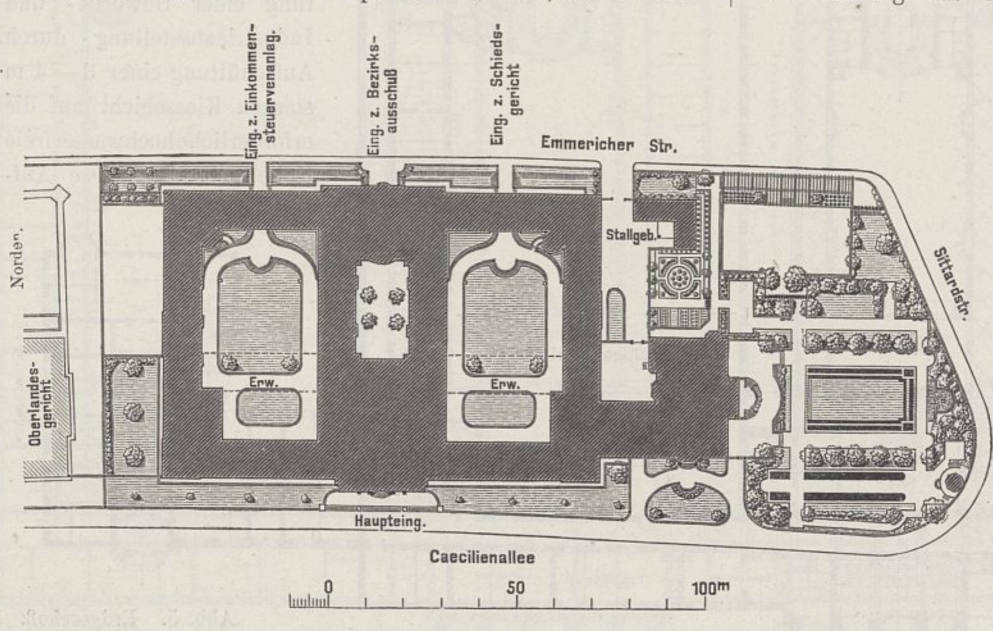


Abb. 2. Lageplan.

Das stetige Emporblühen des Regierungsbezirkes Düsseldorf, namentlich nach dem glücklichen Kriege von


Abb. 3. Sogenannte „Residenz“, frühere Wohnung des Regierungspräsidenten.


Abb. 4. Altes Jesuitenkloster, früherer Sitz der Regierung.

1870/71, stellte von Jahr zu Jahr höhere Anforderungen an die Verwaltung, so daß sich trotz mehrfacher An- und Umbauten das alte Gebäude als vollständig unzulänglich herausstellte. Selbst ein kurze Zeit geplanter durchgreifender Um- und Erweiterungsbau unter teilweiser Inanspruchnahme des zum Präsidentenwohngebäude gehörenden Gartens hätte nur vorübergehend Abhilfe geschaffen. So wurde denn ein Neubau auf einem größeren für Erweiterungen geeigneten Grundstücke beschlossen. Von passenden Baustellen kamen nur zwei der Stadt gehörende Grundstücke, eins am Bergerufer, das andere nördlich vom Kunstpalast auf der sogenannten „Golzheimer Aue“, in Betracht. Nach längeren Verhandlungen und nachdem der Stadt Düsseldorf auch ein Oberlandesgericht zugesichert worden war, wurde das auf der Golzheimer Aue im Austausch gegen das alte Regierungsgebäude erworben. Da das Baugelände, welches ursprünglich ein toter, im Laufe der Jahre durch Aufbringen von allerlei Abfällen und Sand zugeschütteter Rheinarm war, in den Jahren 1900/01 behufs Veranstaltung einer Gewerbe- und Industrieausstellung durch Aufschüttung einer 3—4 m starken Kiesschicht auf die erforderliche hochwasserfreie Höhe gebracht, diese Auf-

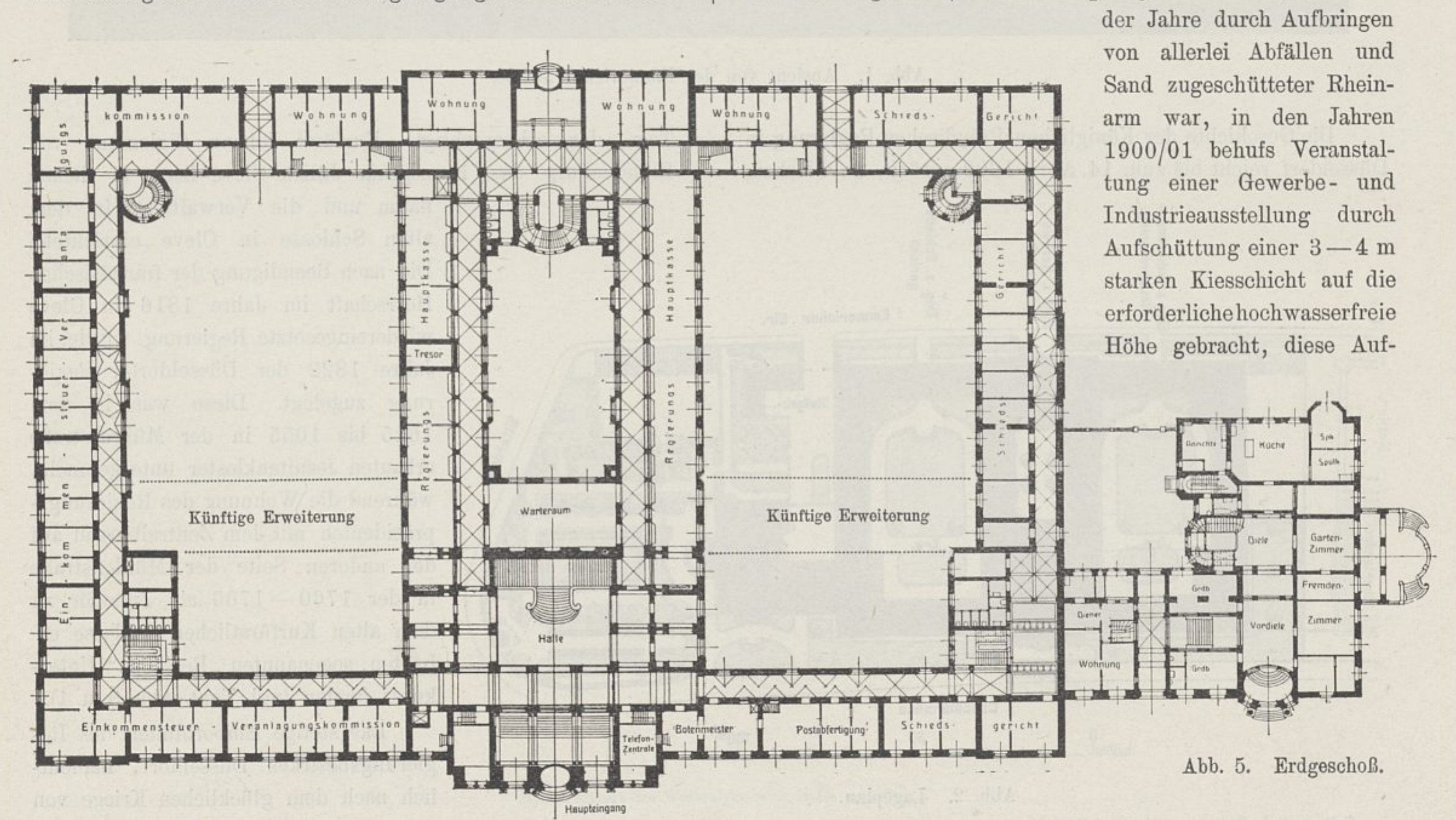


Abb. 5. Erdgeschoß.



Abb. 6. Südansicht von der Sittardstraße.

schüttung aber ohne besondere Vorsichtsmaßregeln und sachgemäße Behandlung ausgeführt worden war, so mußte man voraussetzen, daß die Bodenverhältnisse keineswegs günstige sein würden. Deshalb war zunächst eine genaue Bodenuntersuchung erforderlich, die denn auch ergab, daß der Baugrund der denkbar schlechteste war. Nach vielfachen vergleichenden Berechnungen und eingehenden Studien wurde die Gründung auf Eisenbetonpfählen als die zweckmäßigste und billigste gewählt und mit deren Ausführung im Frühjahre 1907 begonnen. Bezüglich der in vielfacher Hinsicht sehr beachtenswerten Gründungsart wird auf den Aufsatz im Zentralblatt der Bauverwaltung Jahrg. 1909 Nr. 73 verwiesen.

Das Neubaugrundstück (Text-Abb. 2) hat die Gestalt eines Trapezes und liegt mit seiner längsten Seite von über 200 m am Rheinufer nur durch die

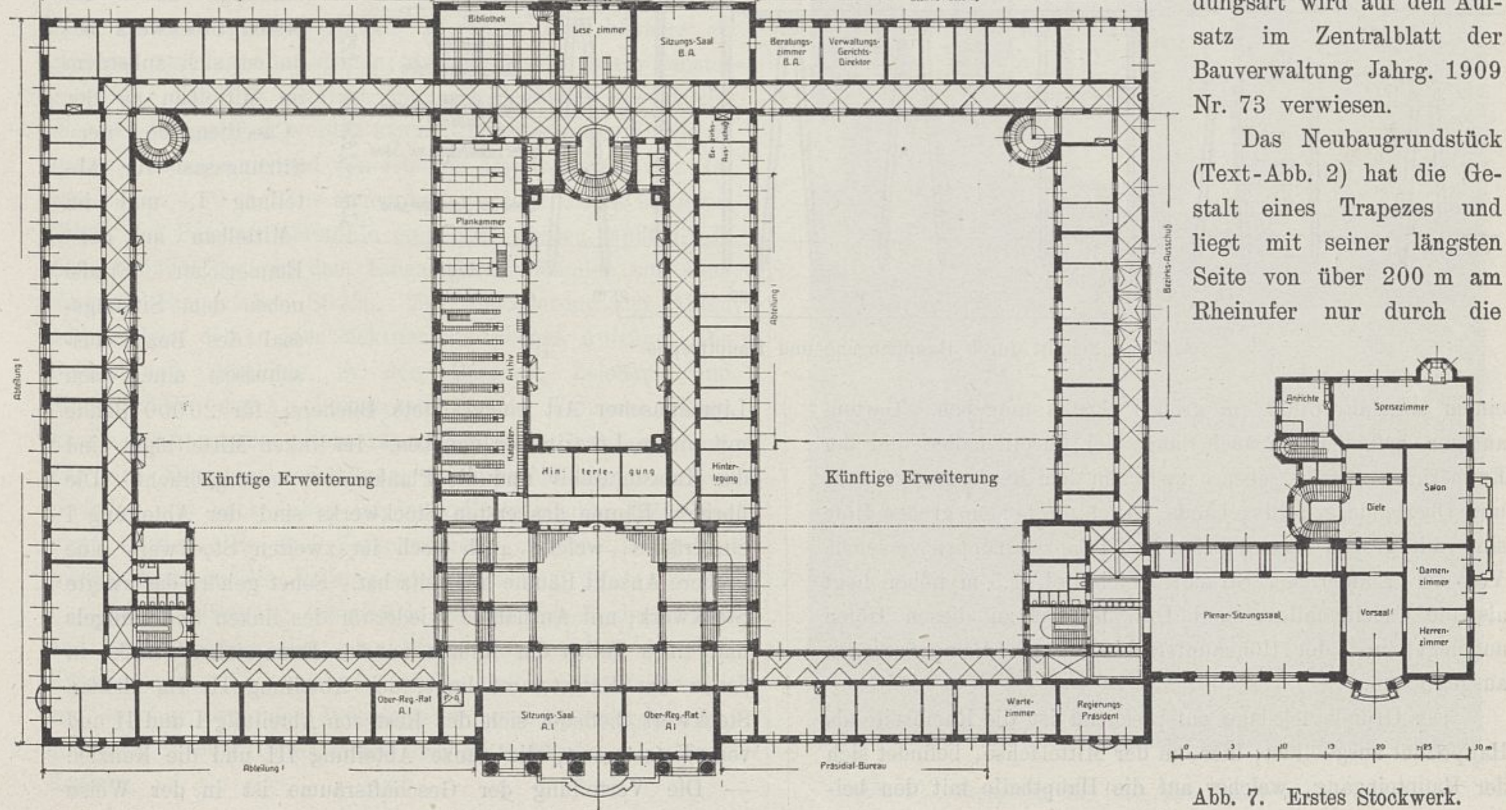


Abb. 7. Erstes Stockwerk.

Caecilienallee und terrassenförmig abfallende Gartenanlagen vom Strome getrennt. Dementsprechend konnte der Grundriß für das Geschäftsgebäude ganz regelmäßig und akademisch entworfen werden (Text-Abb. 5 u. 7). Für die Wohnung des Regierungspräsidenten ist ein besonderes Gebäude errichtet, das durch einen Zwischenbau, der in seinem Hauptstockwerke den rd. 240 qm großen Hauptsitzungssaal (zugleich Festsaal für die Präsidentenwohnung) enthält, verbunden ist. Das Wohngebäude ist von einem ungefähr 6000 qm großen Garten umgeben. Gartenanlagen befinden sich auch längs der Caecilienallee und der Emmericher Straße, ebenso zwischen dem Regierungsgebäude und Oberlandesgerichtsgebäude. Auch die beiden großen Höfe sind mit großen Rasenplätzen und Pflanzengruppen versehen. Von der Emmericher Straße, welche rd. 1,5 m höher liegt als die Caecilienallee, sind Durchfahrten zu diesen Höfen angelegt, und der Höhenunterschied durch Rampenanlagen ausgeglichen.

Der Grundstückslage entsprechend ist die Rheinseite als Hauptfront ausgebildet; hier, an der Mittelachse, befindet sich der Haupteingang, welcher auf die Haupthalle mit den beiden Haupttreppen führt (Text-Abb. 5 u. 8). Genau gegenüber an der Emmericher Straße befindet sich ein zweiter Eingang mit anschließender Halle und Treppe. Außerdem sind noch von den oben erwähnten Durchfahrten aus je besondere Eingänge für das Schiedsgericht und die Einkommensteuer-Veranlagungskommission vorgesehen.

Bei der Raumverteilung war zunächst darauf Bedacht genommen, diejenigen Geschäftsräume, welche am meisten vom Publikum aufgesucht werden, am leichtesten zugänglich zu machen. So wurden die Einkommensteuer-Veranlagungskommission, das Schiedsgericht, die Hauptkasse und die Botenmeisterei mit Postabfertigung in das Erdgeschoß verlegt (Text-Abb. 5). Da hiermit das ganze Erdgeschoß besetzt war, so mußte der Bezirksausschuß im ersten Stockwerk (Text-Abb. 7), jedoch in möglichster Nähe einer der Haupttreppen untergebracht werden, er nimmt den südöstlichen und südlichen Flügel ein. Das Präsidialbureau erhielt die Räume rechts vom Mittelbau an der Caecilienallee, unmittelbar anschließend an das in dem südwestlichen Eckrisalit befindliche Arbeitszimmer des Präsidenten, welches wiederum durch einen Gang hinter dem Hauptsitzungssaal mit dem Hauptgeschoß des Wohngebändes Verbindung hat. Im ersten Stockwerk befinden sich außerdem im Mittelbau an der Caecilienallee der Sitzungssaal für Abteilung I, und im Mittelbau an der Emmericher Straße neben dem Sitzungssaal des Bezirksausschusses eine nach Lipmannscher Art eingerichtete Bücherei für 20000 Bände mit einem Lesezimmer daneben. Im linken Mittelflügel sind das Katasterarchiv und die Plankammer untergebracht. Die übrigen Räume des ersten Stockwerks sind der Abteilung I eingeräumt, welche auch noch im zweiten Stockwerk eine größere Anzahl Räume in Besitz hat. Sonst gehört das zweite Stockwerk, mit Ausnahme wiederum des linken Seitenflügels und eines Teiles der Räume an der Emmericher Straße, in denen das Katasteramt liegt, der Abteilung II. Im dritten Stockwerk befindet sich der Rest von Abteilung I und II und vom Katasteramt, die ganze Abteilung III und die Kanzlei. — Die Verteilung der Geschäftsräume ist in der Weise

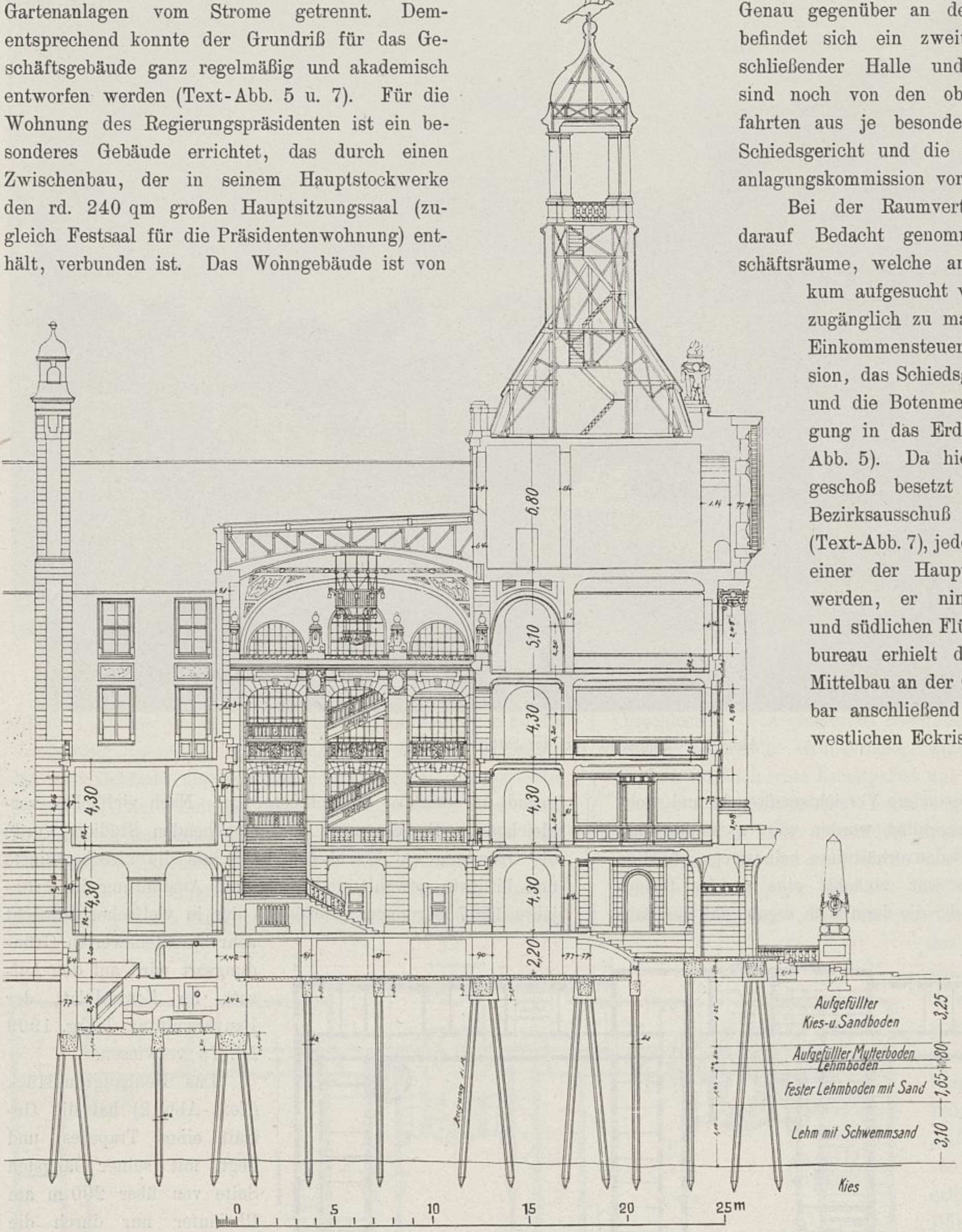


Abb. 8. Schnitt durch Haupteingang und Haupttreppe.

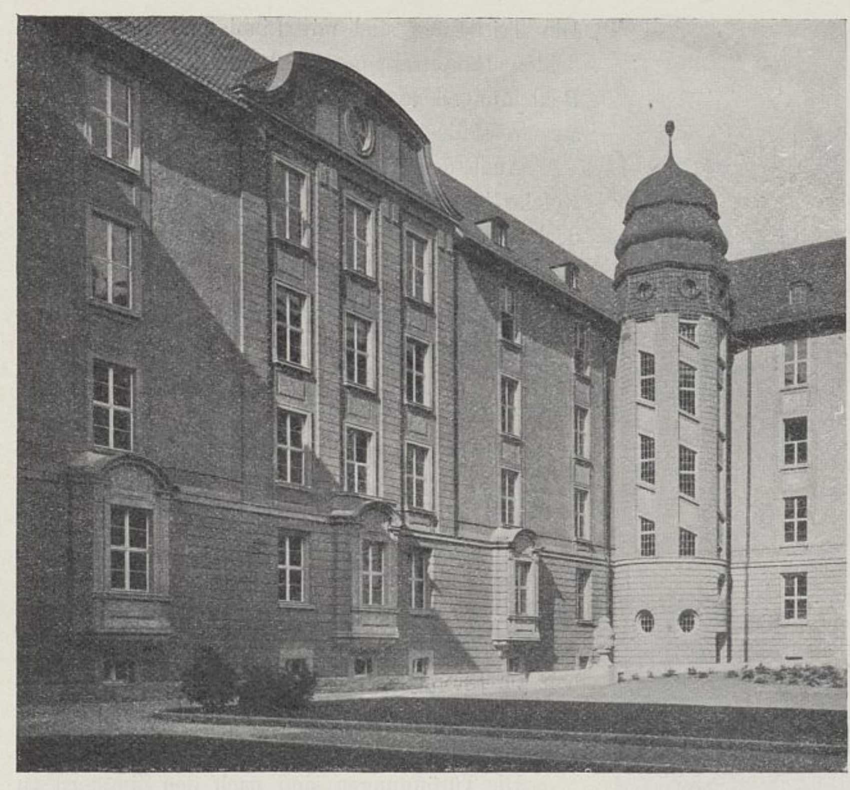


Abb. 9. Hoffront.

erfolgt, daß nach Möglichkeit die einzelnen Dezernenten mit den dazugehörigen Sekretären und Registraturen zusammengelegt sind. Wo nicht aus konstruktiven Gründen stärkere Mauern erforderlich waren, ist die Abtrennung der einzelnen Räume durch $^1/_2$ Stein starke Schwemmsteinwände hergestellt worden, welche sich auch als hinreichend schallsicher bewährt haben. Um den wechselnden Bedürfnissen bei der späteren Benutzung Rechnung zu tragen, ist die Vorsicht gebraucht worden, jede Gebäudeachse so auszubilden in bezug auf Trägerlage, Heizung und Beleuchtung, daß nur die leichten Zwischenwände verschoben zu werden brauchen, um nach Belieben größere Räume zu teilen und kleinere zu größeren vereinigen zu können; deshalb ist fast jedem Fenster gegenüber eine Tür angelegt, die nach Bedürfnis zugemauert oder wieder geöffnet werden kann. Um an bebauter Fläche zu sparen, sind abweichend von früherer Gepflogenheit vier Geschosse zu 4,30 m Höhe angeordnet worden; dieses hatte zur Folge, daß Personenfahrstühle eingebaut werden mußten. Je einer befindet sich an dem Eingang Caecilienallee und dem Eingang Emmericher Straße. Zur Beförderung der Akten uud Mappen dienen vier elektrisch betriebene Aufzüge. Die Beleuchtung geschieht in den Bureaus, Zeichen- und Sitzungssälen durch elektrisches Licht. Treppen, Flure, Aborte und sonstige Nebenräume erhalten Gasbeleuchtung. Für eine Fernsprechverbindung der Geschäftsräume untereinander und nach außen ist in weitestgehendem Maße gesorgt worden. Es sind Vorkehrungen getroffen, jeden einzelnen Raum an die Leitung anzuschließen.

Zur Erwärmung sämtlicher Räume, auch der Flure und Treppenhäuser dient eine Warmwasserheizung mit drei Kesselanlagen; eine unter der großen Halle mit fünf Kesseln, von welcher auch das Präsidentenwohnhaus versorgt wird, und zwei in dem Untergeschoß des Mittelflügels zu je zwei Kesseln.

Das Untergeschoß konnte mit Rücksicht auf den bisher beobachteten höchsten Wasserstand nicht unter Erdgleiche gelegt werden; seine Höhe wurde deshalb auf 2,20 m beschränkt (Text-Abb. 8). Es dient auch hauptsächlich zur Unterbringung der großen Menge der verschiedensten Leitungen.

Das Präsidenten-Wohngebäude enthält in seinem Erdgeschoß die Eingänge, sehr reichliche Kleiderablagen und Aborte, Dienerzimmer, eine Diele (Text-Abb. 10), ein Garten- und einige Fremdenzimmer, außerdem Küche mit Gemüseputzraum, Spülküche Speisekammer und Bad für die Dienstboten. Das erste Stockwerk, dessen Höhe 4,70 m mißt, enthält die Wohn- und Gesellschaftsräume, um eine Diele gelagert; von diesen Räumen ist das Speisezimmer auf fiskalische Kosten als Repräsentationsraum vollständig mit Möbeln, Vorhängen usw. ausgestattet (Text-Abb. 14 u. 15). In dem zweiten Stockwerk sind Schlaf- und Kinderzimmer untergebracht. Das Dachgeschoß ist zum größten Teil ausgebaut zur Unterbringung von Waschküche, Plätt- und Rollstube und vier Dienstbotenräumen.

Das Gebäude ist den Bestimmungen gemäß feuersicher hergestellt, mit massiven Wänden und Steindecken. Die Decken bestehen, wie die Kleineschen Decken, aus porigen Lochsteinen mit Bandeisen in den Längsfugen, der Anschluß an die Träger ist durch besondere Anfängersteine bewirkt, um unter den Trägerflanschen genügend Raum für Ummantelung mit Drahtgewebe und



Abb. 10. Treppe in der Diele des Präsidentenwohnhauses.

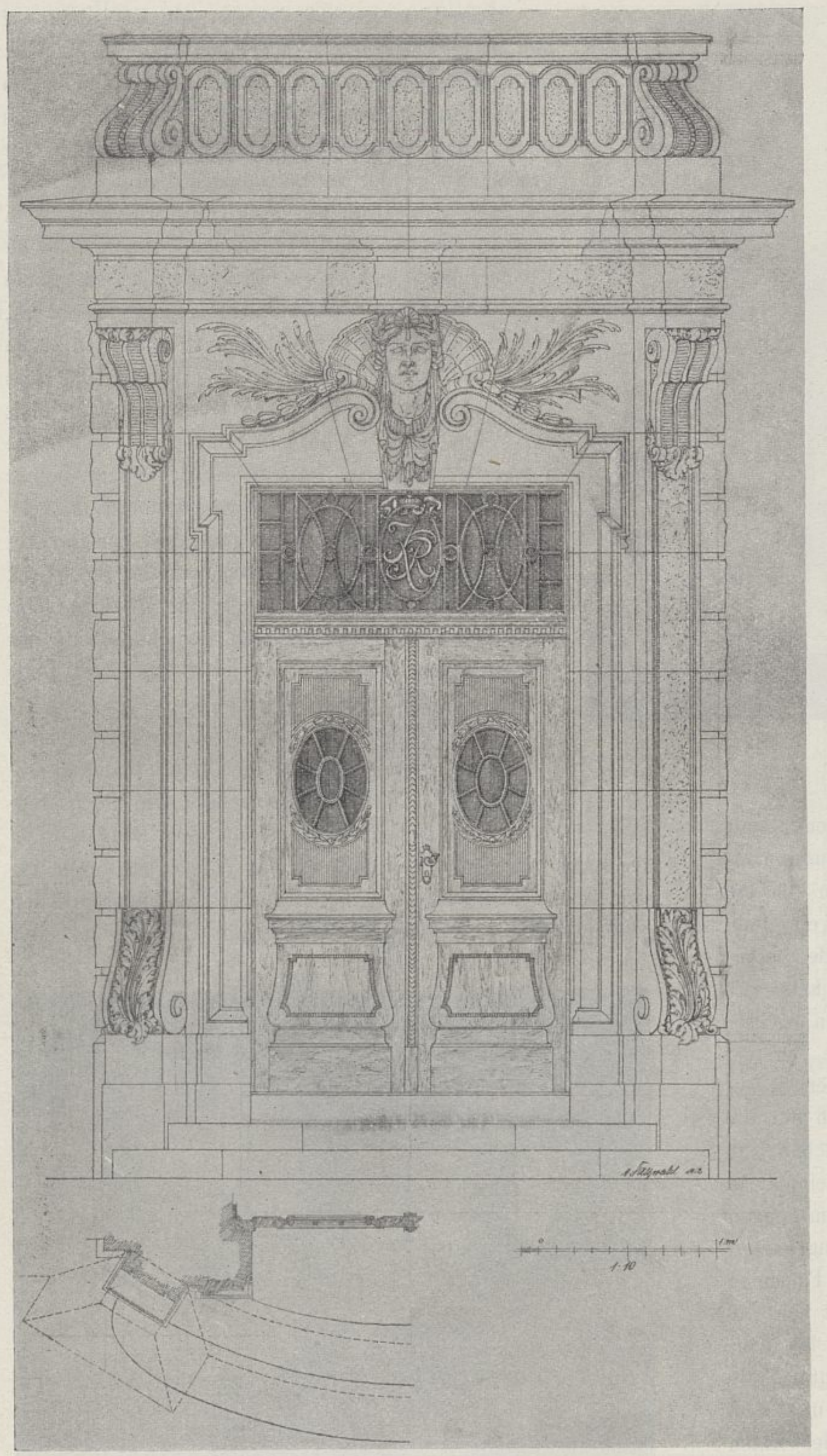


Abb. 11. Eingang an der Emmericher Straße.

Zementbewurf zu gewinnen. Die Herstellung der Steindecken geschah stockwerkweise jedesmal nach Hochführen der Umfassungsmauern. Nach Eindeckung des Daches wurde auf die Steinlage eine der Höhe der Träger entsprechende Schicht Koksasche aufgeschüttet, darüber eine 4 cm starke Schicht Bimskiesbeton gestampft, und darauf der Zementestrich eingebracht und geglättet. Die Decken sind verhältnismäßig leicht, sehr warm, schallsicher und billig. Die Flure erhielten Tonnen mit Stichkappen, bzw. Kreuzgewölbe aus den ortsüblichen, vorzüglichen Schwemmsteinen gewölbt. Die vier Vordertreppen sind in Eisenbeton gestampft. Die Stufenkanten haben breite Schutzschienen aus Duranametall erhalten. Die Trittstufen sind mit Linoleum beklebt. Die beiden Haupttreppen erhielten an den Setzstufen Bekleidungen aus Untersberger und die Wangen aus westfälischem Marmor.

Auch das Katasterarchiv und die Plankammer, welche behufs bester Raumausnützung Zwischendecken erhielten, sind zur Erlangung möglichst dünner Decken, die trotzdem sehr tragfähig sein mußten, mit Stampfbeton eingedeckt. Die beiden Rundtreppen in den Türmen bestehen aus freitragenden Kunststeinstufen. Nur die Treppe im Mittelbau nach der Emmericher Straße ist zwischen Sandsteinpfeilern mit steigenden und gekrümmten Kreuzgewölben regelrecht unterwölbt. Das Gebäude besitzt nach den Straßenseiten Doppelfenster für die Geschäftsräume, die Außenflügel aus Eichen-, die Innenflügel aus amerikanischem Kiefernholz; auch die Türen sind aus amerikanischem Kiefernholz, weil das ostdeutsche Kiefernholz am Rhein sehr schwer zu beziehen ist. Doch ist das amerikanische Holz nicht annähernd so gut wie das ostdeutsche.

Die Türöffnungen sind nach den Zimmern zu mit einem Falz gemauert, in den ein Rahmholz eingesetzt ist, an welchem die Türbekleidung festgeschraubt ist. Nach den Fluren zu haben die Türnischen einfache Sandsteinumrahmungen erhalten. Mit Ausnahme einiger Sitzungssäle und der Haupträume im Wohngebäude, welche Stab- oder Parkettboden erhielten, bestehen die Fußböden aus Linoleum auf Zementestrich. Der Dachstuhl ist in Holz von Schwarzwaldtannen ausgeführt. Die Dachdeckung besteht aus holländischen Handstrichpfannen, die in ortsüblicher Weise ohne Mörtel eingehängt und nachträglich von Innen mit Haarkalkmörtel ausgefugt und verstrichen worden sind. Sonst bietet das Gebäude in seiner Konstruktion nicht Bemerkenswertes.

Bei der Gestaltung der Außenansichten mußte auf die freie Lage des Gebäudes längs des Rheines und auf seine weite Sichtbarkeit Rücksicht genommen werden. Es mußte deshalb bei der Ausdehnung des Hauptgebäudes von 115 m darauf gesehen werden, die lange Dachfirstlinie durch Aufbauten zu beleben. Aus diesem Grunde ist der Mittelbau weit herausgehoben und mit einem Dachreiter gekrönt (Bl. 17 u. 18). Auch die Eckrisalite wachsen mit ihren turmartigen Dachspitzen über die Firstlinie hinaus. Besonders schwierig wurde die Angliederung des erheblich niedrigeren Zwischenbaues und des Wohngebäudes an das Hauptgebäude. Durch den Fortfall des hohen Daches und die Aufbringung von freistehenden Figuren ist der Saalbau als Verbindungsbau gekennzeichnet und bildet die Vermittlung zu dem nach Art der kleinen Barockschlößchen gestalteten Präsidentenwohngebäude.

Die Architektur zeigt die Formen eines einfachen strengen Barockstiles. Nur besonders hervorzuhebende Bauteile, wie die Mittelbauten (Bl. 18) und Eckrisalite zeigen reichere Architektur und eine durchgehende Sandsteinverkleidung, während im

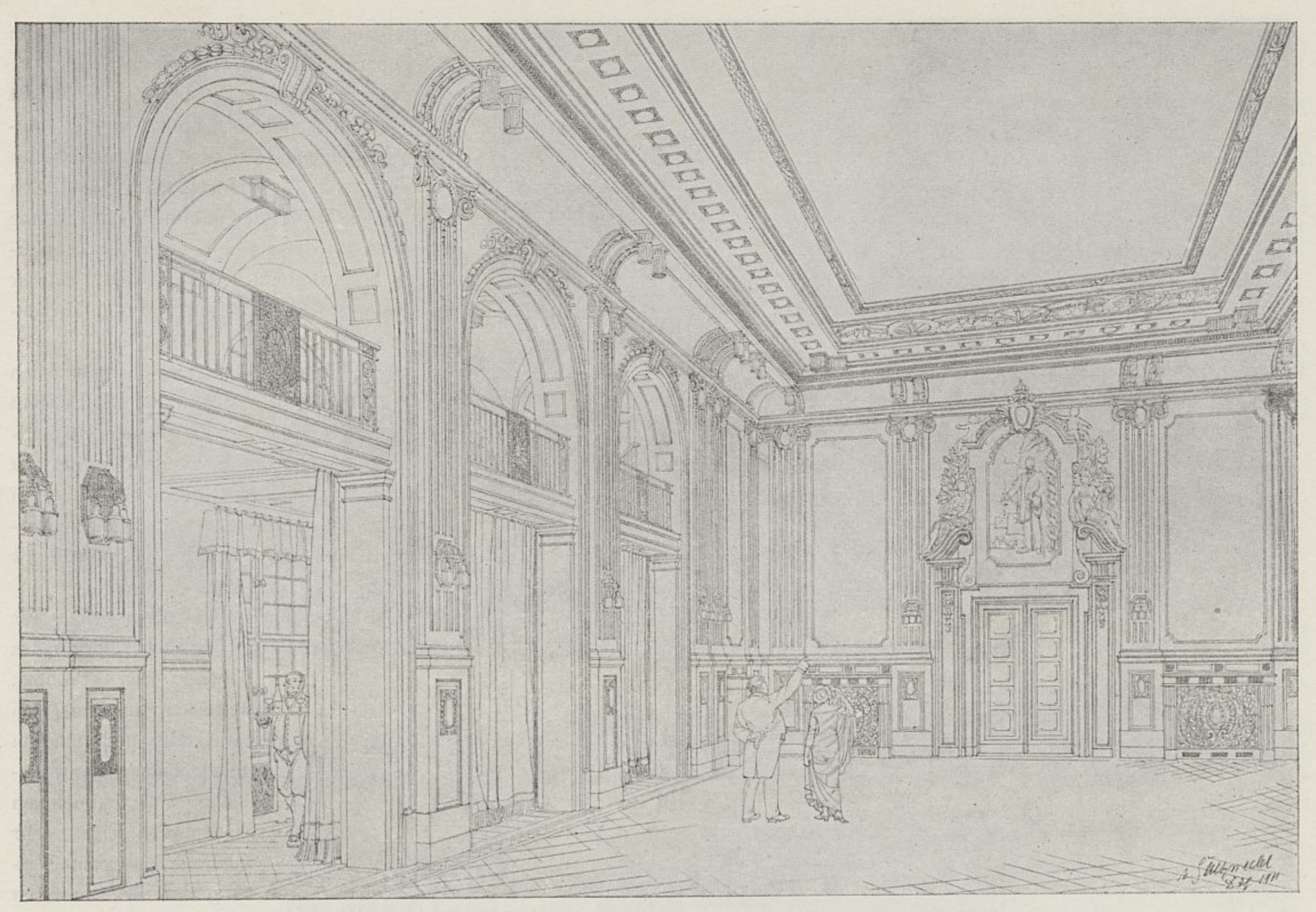


Abb. 12. Hauptsitzungssaal (zugleich Festsaal für die Präsidentenwohnung).

übrigen nur Fenster- und Türumrahmungen sowie Gesimse und Unterbau aus Haustein bestehen und die Flächen dazwischen mit einem rauhen Lithinputz bekleidet sind. Die Höfe sind ähnlich, nur entsprechend einfacher gehalten (Text-Abb. 9).

Abb. 13. Sitzungssaal.

Die Geschäftsräume sind durchweg ganz einfach mit weißen Decken, Tapetenbekleidung und einfarbigem grauen Linoleum ausgestattet. Die Fenster sind innen und außen weiß gestrichen. Die Türen sind je nach den Stockwerken rot, grau, braun und blau lasiert und mit dem Pinsel geschlagen.

Die Flure haben ebenfalls einfach weiße Gewölbe und in einem Ton ohne Paneel mit Käsefarbe gestrichene Wände. Der Fußboden ist mit graugrünem Granitlinoleum, eingefaßt mit blaugrauem einfarbigen Linoleum, bekleidet.

Reicher ausgebildet sind die große Halle (Bl. 19 u. Text-Abb. 8) mit den anstoßenden Haupttreppen. Wie oben schon erwähnt, sind die Stufen teilweise mit Untersberger Marmor bekleidet, während die Wangen und bei dem untersten Laufe auch das Geländer aus westfälischem rötlich-grauen Marmor hergestellt ist. Dieser Marmor ist wegen seiner Billigkeit und wegen seiner wunderschönen Farbe und Aderung für Innenausstattung sehr zu empfehlen.

Der Hauptsitzungssaal (Text-Abb. 12) besitzt eine Bekleidung aus Eschenholz, die Pilaster sind aus Stuckmarmor. Sonst sind die Wände einfach geputzt. Die Felder zwischen den Pilastern und das Mittelfeld der Decke sollen aus Mitteln der Landeskunst-

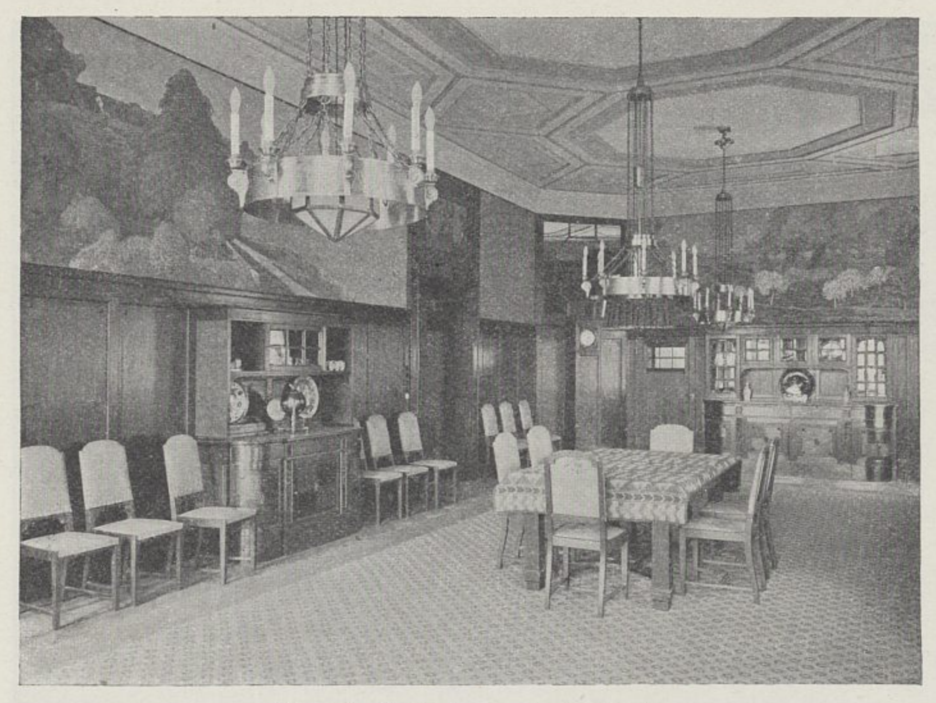


Abb. 14. Speisezimmer des Präsidenten.

kommission vom Professor Adolf Münzer in Düsseldorf ausgemalt werden.

In den Sitzungssälen (Text-Abb. 13) ist als Bekleidung mehrfach Linkrusta oder Jutestoff zwischen Holzleisten verwandt. Im Arbeits- und Vorzimmer des Präsidenten (Text-Abb. 16) ist der untere Teil der Wände zwischen Holzleisten mit einem aus Papierfasern hergestellten Stoffe beklebt, welcher eine sehr lebhafte Struktur und gute Farbenwirkung besitzt.

Beim Wohngebäude ist hauptsächlich auf Bequemlichkeit und Wohnlichkeit Bedacht genommen worden. Nur einzelne Gesellschaftsräume und das Speisezimmer sind mit einer der Stellung des Regierungspräsidenten in Düsseldorf angemessenen gediegenen Vornehmheit ausgestattet worden (Text-Abb. 14 und 15).

Die Möbel der Geschäftsräume sind, nur den Zweck ins Auge fassend, ohne jedes Beiwerk von Profilen, Gesimsen und Aufsätzen hergestellt und machen trotzdem einen sehr wohnlichen und vornehmen Eindruck. Eine sehr wohlfeile und reiche Wirkung ist bei besseren Möbeln, wie bei denen der Oberregierungsräte, durch Einlegen gepreßter Zierleisten um die Füllungen erzielt worden.

Im Frühjahr 1907 wurde mit den Arbeiten auf der Baustelle begonnen. Die Wohnung des Regierungspräsidenten war im August 1911 fertiggestellt. Das Geschäftsgebäude ist im September 1911 der Benutzung überwiesen worden.

Der Vorentwurf und Kostenüberschlag ist im Ministerium der öffentlichen Arbeiten von dem verstorbenen Regierungs- und Baurat Schmalz unter der Aufsicht des ebenfalls verstorbenen Geheimen Ober-Baurats Kieschke und seines gleichfalls verstorbenen Nachfolgers Regierungs- und Baurats Bohnstedt aufgestellt worden. Die sehr weitgehende Um-

Abb. 15. Wandbekleidung im Speisezimmer des Präsidenten.



Abb. 16. Arbeitszimmer des Präsidenten.

arbeitung und die endgültige Aufstellung des Entwurfes ist durch den Unterzeichneten erfolgt, der auch die Ausführung und Abrechnung leitete. Ihm zur Seite standen die Regierungsbaumeister Rellensmann, Krencker, Heyne und v. Werner. Vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten aus unterstand der Bau dem jetzigen Geheimen Ober-Baurat Saran, seitens der Regierung führte die Aufsicht der Regierungs- und Baurat Hagemann.

An Mitteln waren bewilligt:

für die künstliche Gründung	351318,00 Mark
für das Geschäfts- und Wohngebäude . . .	2785000,00 „
für Gartenanlagen, Umwehrungen, Straßenbaukosten und Stallgebäude	216600,00 „
für innere Einrichtung	275000,00 „
zus.	3627918,00 Mark.

Die Abrechnung ergab eine Ersparnis von 190000 Mark, so daß der Einheitspreis für 1 cbm umbauten Raumes sich auf 20,8 Mark belief.

v. Saltzwedel, Regierungs- und Baurat.

Das neue Land- und Amtsgerichtsgebäude in Danzig.

(Mit Abbildungen auf Blatt 20 bis 24 im Atlas.)

Durch Königliches Reglement vom 3. Juni 1794 wurden in Danzig zum ersten Male Verwaltung und Justiz getrennt:

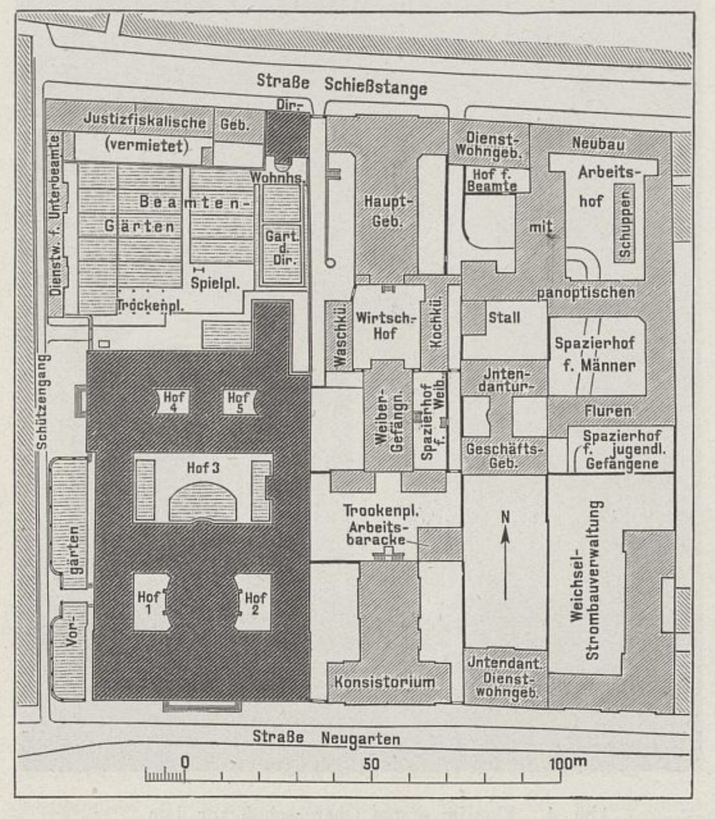


Abb. 1. Lageplan.

„Se. Königliche Majestät haben es für dienlich erachtet, die Justizsachen von den eigentlichen Magistratsgeschäften zu trennen und von einem besonderen Collegio unter dem Namen Stadtgericht bearbeiten zu lassen.“ Damit trat das Königliche Stadtgericht, von 1814 ab Stadt- und Landgericht genannt, an die Stelle der städtischen Schöffengerichte. Es bezog 1806 das altstädtische Rathaus in der Pfefferstadt. Für die Staatsanwaltschaft, das Schwur- und Schöffengericht wurde in den Jahren 1854 bis 1858 an der Straße Neugarten ein Neubau errichtet, auf dessen Hinterlande zur gleichen Zeit Gefängnisbauten entstanden. Um den wachsenden Bedürfnissen der Rechtspflege zu genügen, wurde 1879 ein weiteres Grundstück am Neugarten angekauft. So befanden sich die einzelnen Abteilungen der Danziger Justiz im wesentlichen in drei verschiedenen und getrennt liegenden Häusern. Als im Laufe der Jahre die Geschäfte zunahmen, wurden die Häuser zu eng und ihre getrennte Lage führte zu erheblichen Unzuträglichkeiten. Diesen Übelständen machte das im Frühjahr 1907 begonnene und am 29. Oktober 1910 eingeweihte neue Gerichtsgebäude ein Ende.

Der regelmäßig rechteckige Bauplatz (Text-Abb. 1) grenzt östlich an das Gelände des alten Schwurgerichtsgebäudes, jetzt Konsistoriums, und des in den Jahren 1902 bis 1905 erweiterten Gefängnisses. Die übrigen drei Seiten werden von den Straßen Schießstange, Schützengang und Neugarten eingefaßt. Auf diesem etwa 110 Ar großen Gelände steht der Neubau in der aus dem Lageplan ersichtlichen

Weise mit der Hauptfront nach der Straße Neugarten. Er bedeckt eine Fläche von 5486 qm, wovon 1114 qm auf die fünf Höfe entfallen. Das Restgelände ist teils zur Verbreiterung des Schützengangs verwendet und als Vorgarten eingefriedigt, teils einer künftigen Erweiterung vorbehalten und vorläufig noch mit älteren Miethäusern und Dienstwohngebäuden für Gefängnisbeamte besetzt. An der Straße Schießstange ist zugleich mit dem Gerichtsgebäude ein Dienstwohngebäude für den Gefängnisdirektor erbaut worden.

Die Baumasse gliedert sich in den von zwei Giebeln eingeschlossenen Saalbau am Neugarten, dessen hohes Dach durch drei gleichmäßig ausgebildete Giebelaufbauten unterbrochen wird (Text-Abb. 5 u. Bl. 20), in zwei langgestreckte Seitenflügel und in drei dem Vorderbau parallele Querflügel. Der Seitenflügel am Schützengang (Bl. 21) wird von einem kleineren, ebenfalls giebelgeschmückten Saal- und Portalbau abgeschlossen, der als Mittelbau der bei einer künftigen Erweiterung fertigzustellenden Schützengangfront gedacht ist. Die Hauptfront nach Neugarten wird durch die fünf hohen Fenster des Schwurgerichtssaales besonders betont. Die Giebel sind im Anschluß an die Formen der niederländischen Renaissance durchgebildet. Die beiden Eingänge und der Erker am Schützengang sind mit Bildhauerarbeiten geschmückt.



Abb. 2. Portal am Schützengang.

Das Gebäude enthält alle Abteilungen des Amtsgerichts, des Landgerichts und der Staatsanwaltschaft sowie zwei Katasterämter. Für die Raumverteilung war im wesentlichen bestimmend, die einzelnen Abteilungen auf die Stockwerke so zu verteilen, daß der stärkere Publikumverkehr in den unteren, der schwächere in den oberen Stockwerken sich abwickelt, und die Verhandlungssäle ihrer besonderen Höhe wegen in besonderen Bauteilen zusammenzuhalten. Daraus



Abb. 3. Flur im Erdgeschoß zwischen Eingangshalle und Treppenhalle.

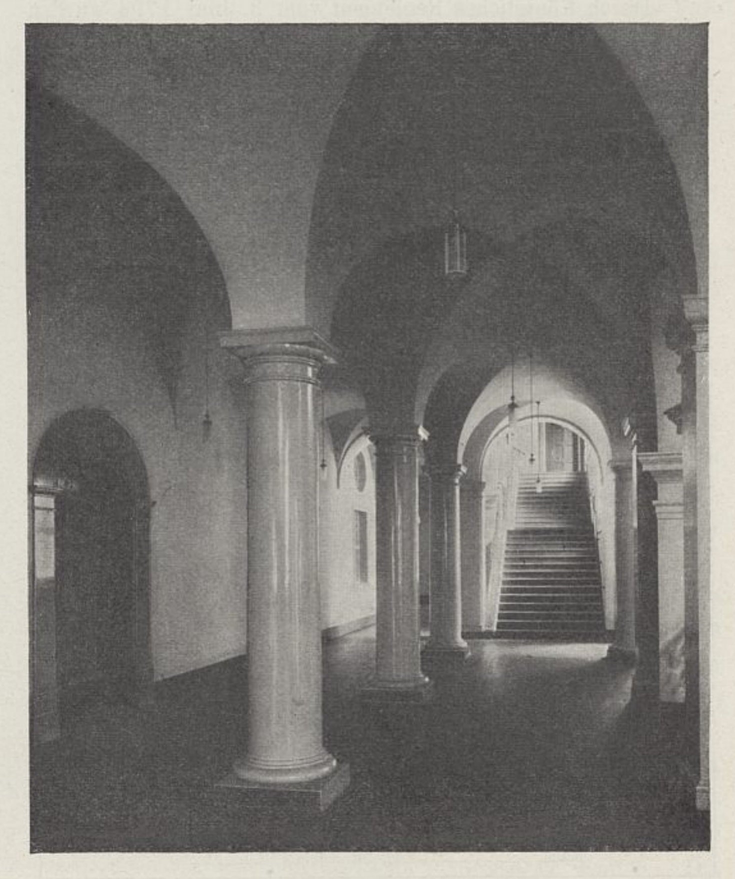


Abb. 4. Flur im ersten Obergeschoß vor dem Schwurgerichtssaal.

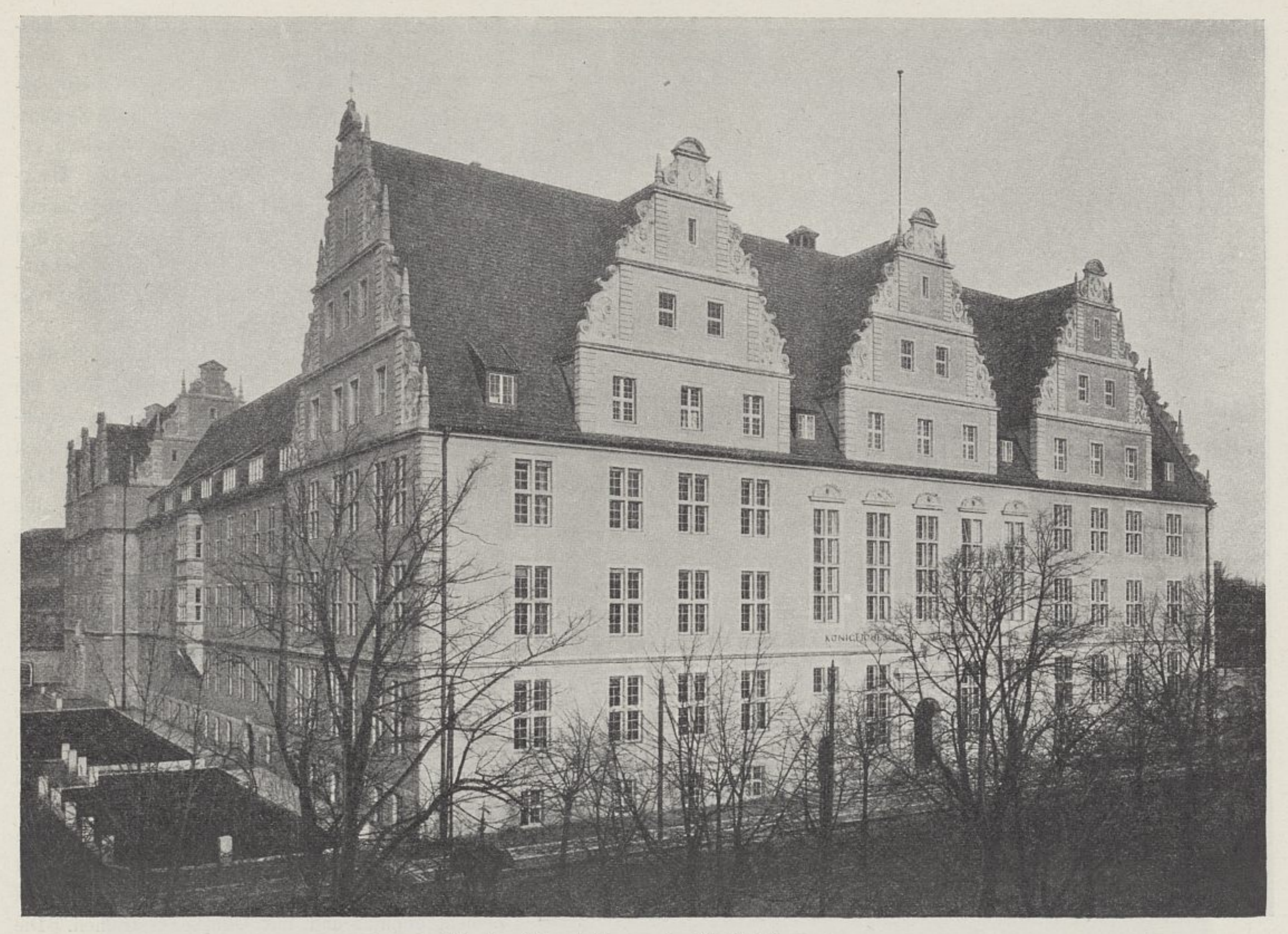


Abb. 5. Eckansicht von der Straße Neugarten.

ergab sich unter Berücksichtigung der Zusammengehörigkeit der einzelnen Abteilungen die Anordnung der amtsgerichtlichen Abteilungen für Strafsachen, Vormundschafts-, Testaments- und Standesamtssachen, der Grundbuchämter und der Kasse im Erdgeschoß (Abb. 2 Bl. 21); die der Strafgerichtsbarkeit und der Präsidialabteilung des Landgerichts im ersten Obergeschoß; die der Zivilgerichtsbarkeit des Land- und Amtsgerichs nebst den Räumen der Rechtsanwaltschaft im zweiten Obergeschoß (Abb. 3 Bl. 21); endlich die der Staatsanwaltschaft und aller Hauptkanzleien im dritten Obergeschoß. Zwei Schöffensäle, ein Schwurgerichts-, ein Strafkammersaal und zwei Zivilkammersäle sind mit den zugehörigen Nebenräumen in dem am Neugarten liegenden Vorderbau vereinigt. Ein zweiter Strafkammersaal und ein dritter Zivilkammersaal befinden sich im Portalbau am Schützengang. Das Kellergeschoß enthält u. a. die Räume für die Heizung und neun Dienstwohnungen für Unterbeamte des Gerichts und des Gefängnisses. Die Vorführung der Gefangenen erfolgt streng getrennt durch einen noch unter dem Kellergeschoß liegenden Gang, der vom benachbarten Gefängnishofe zugänglich ist und dessen Verzweigungen zu den verschiedenen Vorführungstreppen und über diese zu den Verhandlungssälen führen.

Die Haupttreppe befindet sich in der den Vorderbau mit dem ersten Querflügel verbindenden Halle von elliptischer Grundform (Bl. 22 u. Abb. 1 Bl. 23). Hier führen vier Treppenläufe vom Erdgeschoß in das erste Obergeschoß sowohl des Vorderbaues wie des ersten Querflügels. In den beiden letzteren liegen die weiter nach oben führenden Treppen. Außer diesen sind zwei Treppen an den nördlichen Höfen angeordnet. Auf gesonderten Nebentreppen, die z. T. unmittelbar von der Straße her zugänglich sind, gelangt das Zuhörerpublikum in die Verhandlungssäle. Ein Personenaufzug und zwei Aktenaufzüge vervollständigen die Verkehrsmittel zwischen dem Keller- und dem dritten Obergeschoß.

Die Grundmauern sind aus Zementkiesbeton im Mischungsverhältnis 1 : 8 hergestellt, das übrige Mauerwerk ist mit Ziegelsteinen und Förderstedter hydraulischem Kalkmörtel gemauert worden. Die Straßenfassaden haben einen Sockel von schlesischem Granit und Muschelkalk aus Königslutter a. Elm erhalten. Ihre Eckquaderungen, Fenster- und Türumrahmungen, Gesimse und Giebeleinfassungen sind bei dem Hauptbau am Neugarten aus Königslutterer Muschelkalk, bei dem Schützengangflügel aus Sandstein von Blankenburg a. Harz hergestellt. Im übrigen sind sämtliche Außenseiten mit hydraulischem Kalkmörtel verputzt worden. Die aus Holz hergestellten Dächer sind mit roten Biberschwänzen als Kronendächer gedeckt. Die Rinnen und Abfallrohre bestehen an den Straßenfronten aus Kupfer, an den Hoffronten aus Zink. Kupfer ist auch für alle Giebelanschlüsse, Dachfensterverkleidungen und für die flachen Dächer an der Treppenhalle verwendet worden. Die Werksteinarbeiten haben, wo es bei dem Danziger Klima nötig schien, Schutzabdeckungen aus



Abb. 6. Östlicher Zivilkammersaal im zweiten Obergeschoß.

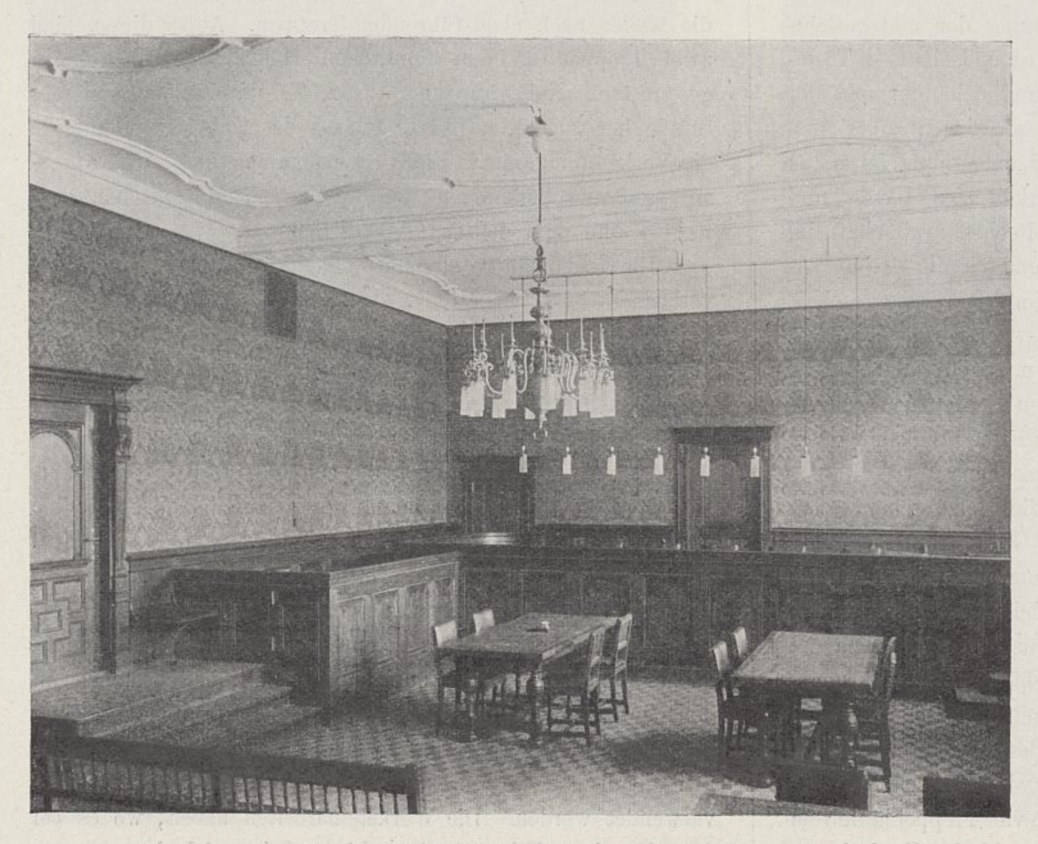


Abb. 7. Strafkammersaal am Schützengang.

Blei erhalten. Im Inneren sind die Flure mit Ausnahme des dritten Obergeschosses massiv überwölbt (Text-Abb. 3 u. 4). Das elliptische Kuppelgewölbe über der Treppenhalle wird als Zementrabitzkonstruktion von dem eisernen Zeltdach getragen. Die Räume des Vorderbaues haben Eisenbetondecken, alle übrigen Räume Hohlsteindecken Westphalscher Bauart erhalten. In den Sälen sind mit einer Ausnahme durch angehängte Scheindecken aus Zementrabitzmasse einheitliche große Deckenflächen hergestellt worden.

Der Fußboden des Erdgeschoßflures im Vorderbau und der anschließenden Halle ist durch die Saalburger Marmorwerke mit geschliffenen Kalksteinplatten belegt und mit einem schwarzen polierten Sockel eingefaßt worden. Die Nebenflure, die Flure des Kellergeschosses und die Aborträume haben Terrazzofußboden erhalten. Sonst bestehen die Fußböden in den Geschäftsgeschossen aus Zementestrich auf Sandschüttung und Linoleumbelag. Die Haupttreppen sind in Eisenbeton und auf eisernen Tragkonstruktionen mit Linoleumbelag hergestellt. Für die Nebentreppen sind meist Kunststeinstufen freitragend verwendet worden. Die Säulen und Pfeiler enthalten mit Ausnahme der gemauerten Pfeiler der Halle als Kern die vom Erdgeschoß zum Dachgeschoß durchgehenden eisernen Stützen. Die Pfeiler sind durch Ummauerung, die Säulen durch Ummantelung mit Beton hergestellt, mit Kalkmörtel und weißem Zement geputzt und mit Ölfarbe gestrichen. Die Flure haben einen hellen Anstrich mit Mineralfarbe erhalten. Die Treppenhalle ist durch Arbeiten von angetragenem Stuck, durch farbige Bemalung und durch einfarbig helle, geometrisch gemusterte Bleiverglasungen reicher ausgestattet.

Die Geschäftsräume und Säle mit Ausnahme des Schwurgerichtssaales sind tapeziert. In den Verhandlungssälen (Text-Abb. 6 u. 7) finden sich verschiedenartige Holzpaneele und Stuckdecken, von denen einige mit Antragearbeiten geschmückt sind; im Schwurgerichtssaal (Text-Abb. 8 und Bl. 24) außerdem eine reichere Ausmalung der in Stuck hergestellten Decke und der oberen Wandteile sowie einfarbig helle, reich gemusterte Bleiverglasungen. Die Antragearbeiten, die äußeren Bildhauerarbeiten und die Modelle für die im Gebäude verteilten sieben Wandbrunnen aus glasiertem farbigem Tonzeug rühren vom Professor Schmarje in Berlin, die Ausmalung des Schwurgerichtssaals und die Entwürfe zu den Bleiverglasungen vom Professor Max Kutschmann in Berlin her. Eine besonders bemer-

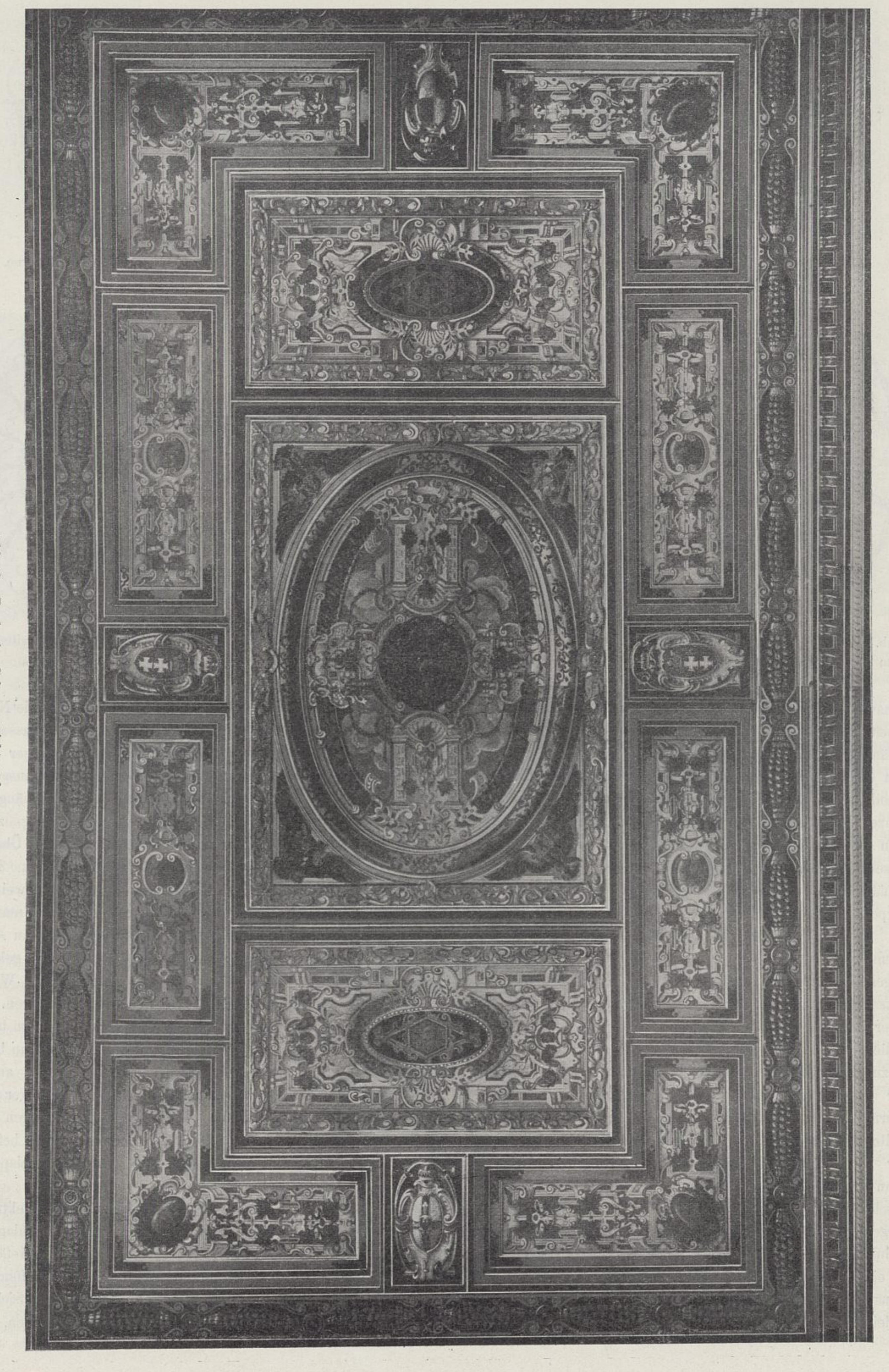
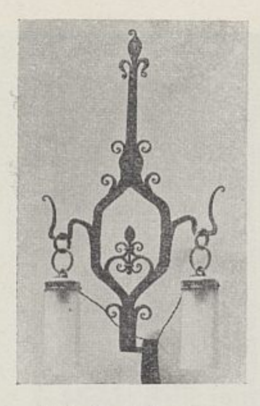
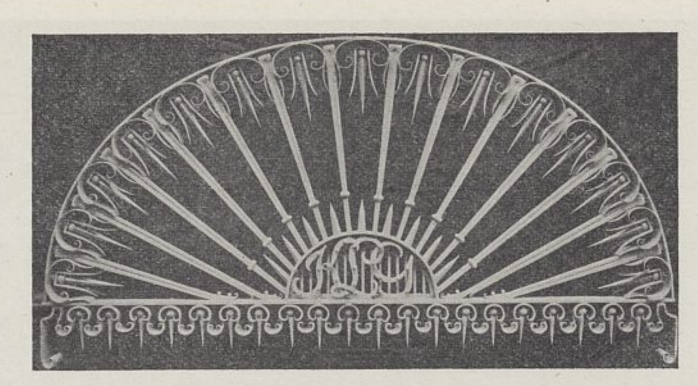
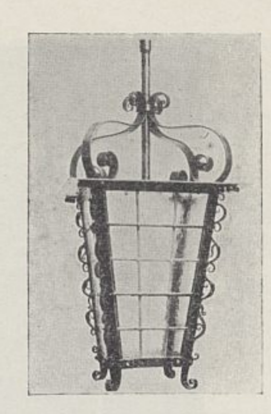


Abb. 8. Decke im Schwurgerichtssaal.


Abb. 9. Wandarm.


Abb. 10. Oberlichtgitter im Hauptportal am Neugarten.


Abb. 11. Laterne.

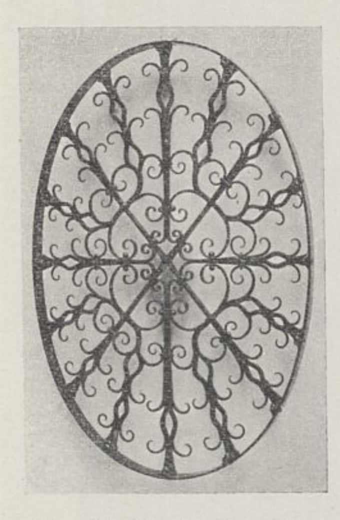
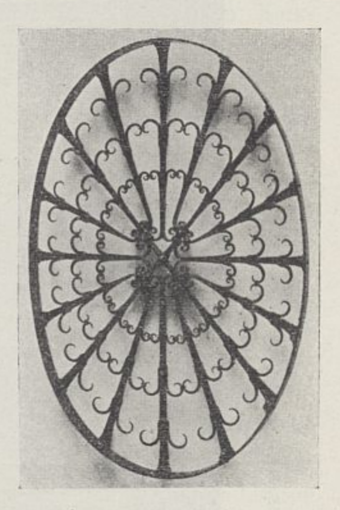
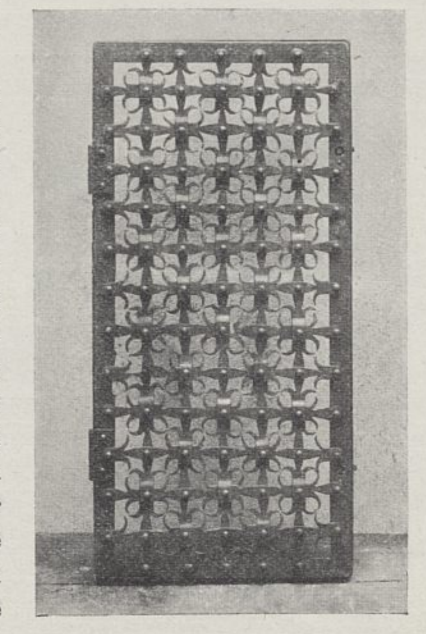

Abb. 12. Fenstergitter neben dem Portal am Schützengang.


Abb. 13. Flurgeländer.


Abb. 14. Fenstergitter. Größe 152 × 106 cm.

kenswerte Zierde des Neubaues bilden die in Kunstschmiedearbeit ausgeführten Türoberlichte, Fenstergitter, Treppengeländer und Heizkörperverkleidungen im Schwurgerichtssaal, von denen einige Beispiele in den Text-Abb. 9 bis 15 mitgeteilt sind. Diese Arbeiten wurden nach Entwürfen und Einzelzeichnungen des Professors Ernst Petersen in Berlin zum größten Teil von J. Schramm-Berlin ausgeführt. Professor Petersen entwarf auch die von Schäffer u. Walcker gelieferten Beleuchtungskörper.

Die Beleuchtung ist elektrisch. Die Dienstwohnungen sind an die Gasleitung angeschlossen. Das Gebäude ist mit einer Warmwasserheizung für die Geschäftsräume, einer besonderen Warmwasserheizung für das Kellergeschoß und einer Niederdruckdampfheizung für die Flure und Treppenhäuser der Geschäftsgeschosse ausgestattet. Eine Warmwasserversorgung mit einer Entnahmestelle für jedes Geschoß ist für die Zwecke der Hausreinigung vorgesehen. Den Sälen kann durch elektrisch betriebene Ventilatoren frische, durch Filter gereinigte und im Winter vorgewärmte Luft zugeführt werden. Ihre Abluftkanäle vereinigen sich im Dachraum zu einem über Dach geführten Schlot. Die Hauswasserleitung ist an die städtische Wasserleitung angeschlossen. Das Schmutzwasser wird der städtischen Kanalisation zugeführt. Für die Niederschlagswässer, deren Ableitung durch den Schmutzwasserkanal in Danzig nicht gestattet ist, ist ein 160 m langer Tagewasserkanal im Einvernehmen mit der Stadt ausgeführt worden. Von der übrigen Wasserversorgung unabhängig ist eine besondere Feuerlöschleitung als Verbindung zweier Straßenleitungsstränge hergestellt und mit zwei Überflurhydranten auf den Höfen verbunden. In der Nähe der letzteren befinden sich zwei feste eiserne Steigleitern, mittels deren man von außen auf dem kürzesten Wege zu einem etwaigen Brandherde auf dem Boden gelangen kann. Ihre Holme bestehen aus Wasserdruckrohren mit Schlauchkupplungen. Die einzelnen zwischen zwei Brandmauern befindlichen Dachbodenabteilungen haben an beiden Enden je eine vom Nachbarraum aus zu öffnende Rauchklappe in unmittelbarer Nähe des Firstes erhalten. Auf den obersten Treppenabsätzen vor den Bodeneingängen befinden sich Wasserzapfstellen, tragbare Kübelspritzen und Feuereimer.


Abb. 15. Heizkörperverkleidung. Größe 80,4 × 72,5 cm.

Das Gebäude besitzt eine elektrische Uhrenanlage, eine Hausfernsprechanlage sowohl in Verbindung mit dem Gefängnis als auch mit Anschluß an das öffentliche Fernsprechnetz. Die innere Einrichtung ist vollständig neu beschafft worden. Die

Herstellung der Möbel erfolgte nach Entwürfen der Bauleitung.

Die Gesamtbaukosten betrugen ohne die Grunderwerbskosten 2 085 900 Mark. Hiervon entfallen auf das Geschäftsgebäude selbst ausschl. der Bauleitung, tieferen Gründung, Nebenanlagen und inneren Einrichtung 1 738 000 Mark. Die Kosten der tieferen Gründung betrugen 43 800 Mark, die der inneren Einrichtung 194 260 Mark. Dabei ergaben sich als Einheitspreise für 1 cbm umbauten Raumes ohne Berücksichtigung der Kosten für die tiefere Gründung, Nebenanlagen, inneren Einrichtung und Bauleitung 17,80 Mark, für 1 qm bebauter Fläche 398 Mark. Der Entwurf wurde im Ministerium der öffentlichen Arbeiten unter Leitung des Geheimen Oberbaurats Saal aufgestellt. Die Ausführung erfolgte unter der Aufsicht des Regierungs- und Geh. Baurats Lehmbeck durch den Regierungsbaumeister Renner.

Die Entstehung der gotischen Kunst.

Vom Professor F. Ostendorf in Karlsruhe.

Die Blume der gotischen Kunst ist in der Gegend von Paris aufgeblüht; aber sie ist da nicht heimisch; sie ist an anderer Stelle aufgewachsen — nämlich in der Normandie — und von dort aus in jene Landschaft Frankreichs versetzt worden. Sie ist kein keltisches, sondern ein germanisches Gewächs, das schon kräftig gediehen war, als es in den üppigeren Boden der Landschaft um Paris verpflanzt wurde, und da nun zu wunderbarer Blüte gelangte; ein Produkt germanischen Geistes, das seine vollendete Ausbildung und seinen letzten Schliff in der halb keltischen Bevölkerung der Isle de France, der Picardie, der Champagne erhielt.

Die wesentlichsten Bestandteile des frühgothischen Bausystems, die dieses vor dem romanischen Nordfrankreichs und Deutschlands auszeichnen, stammen aus der romanischen Kunst der Normandie, konnten — wie die Dinge einmal lagen — im Zusammenhange jedenfalls nur hier ausgebildet werden, wo ein eingewanderter nordisch-germanischer Volksstamm auf der einen Seite fest an einer alten Bauüberlieferung hielt, auf der anderen doch die Mittel der Gestaltung des Steinbaus den französischen Erben der römischen Kultur entleihen mußte: der Rundpfeiler, die Triforien- und Fenstergalerien, das Rippengewölbe, das sechsteilige Gewölbe, der Strebebogen, der hohe nach innen geöffnete Vierungsturm. Das wird klar heraustreten, wenn die Entwicklung der normannischen Baukunst, wie sie sich den erhaltenen Denkmälern nach vollzogen haben muß, dargestellt wird.

Was die ursprüngliche steinerne dreischiffige und basilikale Kirche der Normandie, wie die ganz gleich gebildete des normannisch gewordenen Englands und Skandinaviens[1]) vor den romanischen Kirchen der anderen Landschaften Frankreichs und Deutschlands[2]) auszeichnet, das ist das bis unter die Dachschalung offene sichtbare Dachwerk. Das hatten von ihrer eigenen Holzbauüberlieferung die Normannen beibehalten, obwohl das Vorbild für die basilikale Kirche, die altchristliche Kirche Roms, eine ebene getäfelte Decke unter den Balken zeigte, und obwohl jenes offene Dachwerk offenbar als heidnisch empfunden wurde, in Deutschland daher offiziell verboten und übrigens auch überall sonst verdrängt war. Nur die Holzbauten werden es auch in Deutschland und Frankreich noch lange beibehalten haben, wie denn auch die norwegischen Stabkirchen es immer zeigen. Da dieses offene und sichtbare Dachwerk, wie es im Holzbau geworden, ein schiebendes war, mußte es auf die Ausbildung der Mauern, und zwar insbesondere auch der Scheidemauern zwischen Mittelschiff und Seitenschiffen in eigener Weise einwirken. Die Scheidemauern konnten überall, wo die getäfelte ebene Decke üblich war — oder auch das schublose wenig geneigte offene Dachwerk Italiens und Südfrankreichs —, wie bei der altchristlichen Kirche auf Säulen über den sie verbindenden Bogen aufgebaut werden, und so wurden sie auch auf oft hohen und schlanken Säulen in einer Stärke von etwa durchschnittlich 1 m, hier etwas schwächer, dort etwas stärker, aufgeführt. Eine solche nicht eben ganz sichere Konstruktion konnte natürlich keinerlei Schub aufnehmen; ein geringer schon würde die Mauern umgeworfen haben. Wenn nun auch der Schub des steilen offenen Dachwerks, wie es die Normannen über ihren Kirchen auszuführen pflegten, ebenso wie über den Holzbauten durch Ankerbalken im großen ganzen aufgenommmen wurde, die in angemessenen Abständen — etwa von 6 bis 8 m — verlegt und den Mauerlatten aufgekämmt wurden — genau so, wie in den norwegischen Stabkirchen —, so blieb doch zwischen den Ankerbalken ein, wenn auch nicht großer, Teil des Schubes der Gespärre wirksam und natürlich am meisten in der Mitte zwischen ihnen. Man hätte den Ankerbalken noch näher aneinander rücken müssen, um den Schub ganz aufzuheben. Damit hätte man aber das gewohnte Raumbild mit dem offenen Dachraum zerstört; man hätte den Eindruck eines noch eben wagerecht abgeschlossenen Raumes gehabt. Das wollte man nicht, und mußte sich daher entschließen, die Mauern für diese geringeren restierenden Schubkräfte zu verstärken. In der Tat sind die Mauern der normannischen Kirchen etwa 1,5 bis 2 m durchschnittlich stark, und also viel stärker als die der sonstigen französischen und deutschen ungewölbten Kirchen. Diese stärkeren auf Schub beanspruchten Mauern konnten dann nicht mehr von schlanken Säulen getragen werden. Die, in Deutschland wenn irgend möglich als Monolithe hergestellten, Säulen mußten zu stämmigen gemauerten Rundpfeilern umgebildet

1) Wie überall in Frankreich und Deutschland, so wurden auch in der Normandie und in England und Skandinavien kleinere Kirchen, insbesondere die kleinen Pfarrkirchen, einschiffig angelegt, erhielten hier aber natürlich auch ein sichtbares Dachwerk und zeigen im Zusammenhang damit sehr häufig den geraden Chorschluß.

2) Die wenigen erhaltenen oder ihrer Art nach uns bekannten untergegangenen dreischiffigen Kirchen Englands aus der Zeit vor der Eroberung sind Basiliken mit rechteckigen Pfeilern — also nicht mit Rundpfeilern — von solcher Stärke (etwa 1 m), daß kein sichtbares schiebendes Dachwerk, sondern eine getäfelte Decke, wie sie in Deutschland üblich war, vorausgesetzt werden muß (Brown, The arts in early England II, p. 244).

werden.[3]) Die Voraussetzung für diese Umbildung der Stützen der ungewölbten Kirche war nur in der normannischen Kunst gegeben und ist eben das aus der gemein-germanischen Holzbauüberlieferung beibehaltene sichtbare schiebende Dachwerk. In der normannischen Architektur muß der gotische Rundpfeiler entstanden sein.[4])

Bei den einfacheren dreischiffigen ungewölbten normannischen Kirchenbauten früher und später Zeit finden wir also das Konstruktionssystem, wie es in Abb. 1 (a und b, Quer- und Längenschnitt durch die offenbar im XII. Jahrh. erbaute Pfarrkirche von Étretat) dargestellt ist. Die Scheidemauern dieser kleinen niedrigen Kirche sind 1,05 m stark[5]) — in Deutschland sind sie bei den Kirchen von Sindelfingen oder Frose, die etwa dieselben Breitenabmessungen haben, 0,80 m stark — und werden von ebenso starken, stämmigen, kurzen, gemauerten Rundpfeilern getragen Auch die Seitenschiffwände haben 1 m Stärke.

Das Verhältnis des Hauptgesimses des Seitenschiffes zum Bogenscheitel zeigt, daß ehemals ein offenes Pultdach über den Seitenschiffen gelegen haben muß, dessen Konstruktion, wie bei diesen Bauten üblich, bis unter die Sparrendecke sichtbar war. Nach dem Dachanschlußgesims, das an dem frühgotischen östlichen höheren Teil des Schiffes vorgesehen wurde, war das Mittelschiffdach steiler als ein Winkeldach.[6]) Die Fenster zeigen die in der Normandie übliche Form; sie verengen sich nach außen und haben keinerlei Vorrichtung für einen Verschluß.[7]) Die Ornamentierung der Bögen, die reiche Ausbildung des Westportals (Abb. 1 d), insbesondere aber die Bildung eines Halbpfeilerkapitells[8]) an der Westwand (Abb. 1 c) zeigen, daß wir es mit einem Bauwerk des XII. Jahrh. zu tun haben. Gleichwohl ist der Typus so alt wie die normannische Baukunst selbst und sehr häufig diesseit, besonders aber jenseit des Kanals und auch in Norwegen vertreten. Er stellt ganz offenbar das erste und einfachste normannische Konstruktionssystem der dreischiffigen basilikalen Kirche dar. Unter dem Einfluß des germanischen Dachwerkes mußte der überlieferte altchristlich-römische Typus ebenso umgebildet werden.

Die normannische Baukunst tritt nun im XI. Jahrh. schon — aus früherer Zeit ist diesseit des Kanals kaum irgend etwas erhalten, jenseits aber von normannischer Kunst noch nicht zu sprechen — mit einem sehr bestimmten formalen Charakter auf, der bis auf weniges hüben und drüben derselbe ist und im großen ganzen auch im XII. Jahrh. beibehalten wird, wenn an den Formen in der späteren Zeit auch etwas verändert wird, und sie dann reicher erscheinen. Da nun die Normannen, wie alle Germanen, von Haus aus nur den Holzbau kannten — die unmittelbar verwandten Norweger bauten ihre Kirchen ja auch später noch in Holz — den Steinbau aber erst in Frankreich lernen mußten, so zeigen ihre Steinbauten im XI. Jahrh. einmal Formen, die sie von den in Frankreich angesessenenen Erben der Römer übernahmen, dann aber auch solche aus der heimischen Überlieferung. Wie gesagt, wir wissen nicht, wie ihre Bauten im X. Jahrh. ausgesehen haben. Es waren deren unmittelbar nach der Besetzung des Landes, wohl überhaupt nicht viele bedeutende. Vielleicht führten sie damals noch das meiste in Holz aus, wenngleich wir hören, daß schon Richard II. (996—1026) Ziegel zum Bauen verwandte. Im XI. Jahrh. sind sie dann, wie wir mit Verwunderung feststellen, bei den Architekten Burgunds in die Schule gegangen. Und zwar sind es offenbar die Baumeister des Kluniazenserordens gewesen, die ihnen die Kenntnis burgundischen Bauwesens übermittelt haben.

In Cluny war im Jahre 981 die zweite Kirche geweiht worden. Sie zeigte — das läßt sich daraus mit fast absoluter Gewißheit schließen, daß eben die nun entstehenden Kluniazenserkirchen in Frankreich, Deutschland, England und Italien übereinstimmend dieselbe, bis dahin nicht gebräuchliche Anordnung für die Choranlage aufweisen — den sehr bekannten kluniazensichen Chorgrundriß, der in Burgund und auch sonst in Frankreich des öfteren nachgeahmt wurde, wenngleich dort der seit alters her eingebürgerte Chor mit Umgang die beliebtere Anordnung blieb, der in Deutschland von den Hirsauer Mönchen übernommen wurde und bei uns seit dem Ende des XI. Jahrh. (Hirsau, Breitenau, Paulinzelle, Ellwangen usf.) große Verbreitung gefunden hat, in Oberitalien sich in Verona bei St. Fermo und bei anderen Bauten wiederfindet. Aber in keinem Lande hat dieser Grundriß eine Geltung gehabt wie in der Normandie. Es hängt das wohl damit zusammen, daß während sonst ältere einheimische Überlieferungen für den Klosterkirchenbau schon vorhanden waren, diese in der Normandie in den wüsten Zeiten der Eroberung abhanden gekommen sein mochten. Es zeigt das aber auch die Stärke des Einflusses, der von Burgund ausging und allein hier zur Geltung kam. Wo auf dem famosen Teppich von Bayeux — d. h. in der zweiten Hälfte des XI. Jahrh. — die Kirche von Westminster dargestellt werden

3) Eine Umbildung der Säule zum Rundpfeiler kommt auch in der früheren Architektur Burgunds und der damit zusammenhängenden Kunstgebiete vor. Da sind auch die Schubkräfte das Agens gewesen, aber nicht etwa die eines sichtbaren Dachwerks, sondern die der in jener Kunst schon früh für den Abschluß der Kirche verwendeten Tonnenwölbung (vgl. Tournus, Romainmôtier usw.). Auch sonst findet sich vereinzelt im Zusammenhange mit der Wölbung der Rundpfeiler. Nirgends aber tritt er so häufig und so konsequent angewendet auf wie in der normannischen Architektur. Und hier zeigt er im allgemeinen dieselben gedrungenen Verhältnisse, wie sie die Rundpfeiler der frühesten gotischen Bauten tragen (Laon, Paris, Lisieux usw.).

4) Wenn gerade die großen normannischen Bauten auf dem Festland den Rundpfeiler kaum zeigen, so kommt er in England auch in diesen Bauten oft genug vor. Wir werden noch sehen, daß um 1100 der Schwerpunkt der normannischen Architektur nach England verlegt wurde, daß dort die ersten Kreuzrippengewölbe konstruiert wurden, daß von dorther eine Kapitellform, die des Pfeifenkapitells, nach der Normandie zurückgebracht wurde. Und wir dürfen annehmen, daß auch für die Verwendung des Rundpfeilers in der frühen Gotik in etwa die englische Architektur vorbildlich gewesen ist.

5) Die des genau so gebildeten, aber 8 m im Mittelraum breiten Schiffes der englischen Zisterzienserkirche in Buildwas sind 1,55 m stark.

6) Es war natürlich — wie bei der ganzen großen Gattung — eine offene, bis unter die Sparrendecke sichtbare Dachkonstruktion vorhanden, aus einzelnen, durchaus gleichgebildeten, mit Kehlbalken und Schwertern ausgezimmerten, balkenlosen Gespärren zusammengesetzt, die auf einer Mauerlatte aufsetzten, und deren Schub durch mit der Mauerlatte überkämmte, in weiteren Abständen liegende Ankerbalken aufgenommen wurde (vgl. Ostendorf, Die Geschichte des Dachwerks, S. 100).

7) Schon die Fenster der zu Anfang des X. Jahrh. erbauten, jetzt unterirdischen Kirche des Mont-St.-Michel waren von dieser Art, die auch sonst in Frankreich, zumal in Burgund, in früherer und späterer Zeit der romanischen Kunst üblich war. Die Fenster der Benediktinerkirche in Déols (XII. Jahrh.) sind z. B. ebenso angelegt, und auch die der Benediktinerkirche in Vezelay waren für keinerlei Verschluß eingerichtet.

8) Vgl. darüber weiter unten.

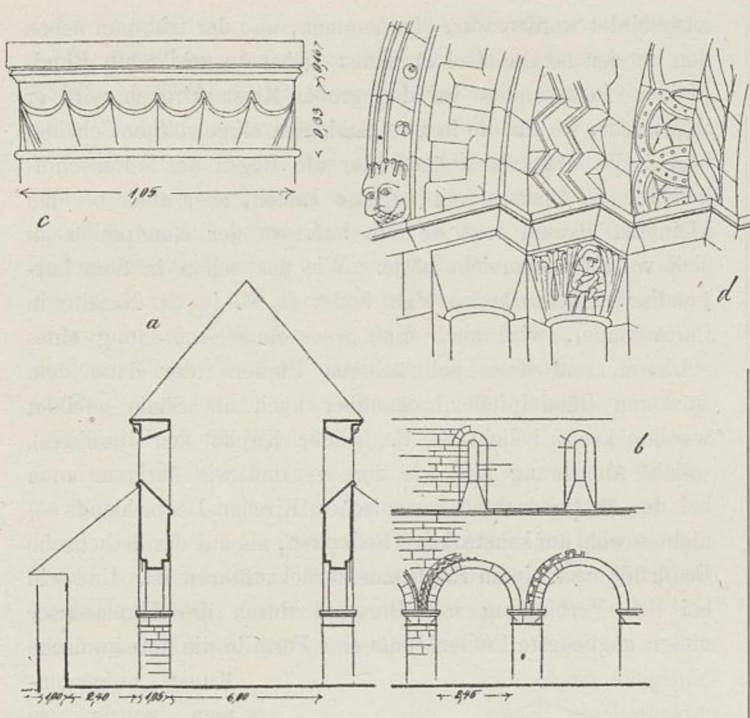


Abb. 1. Pfarrkirche von Étretat.

soll, wohin der Leichnam des Königs getragen wird[9]), wo also eine große Kirche, wie man sie sich typisch dachte, abgebildet wird, da wird auf jene merkwürdige Art, die zugleich Äußeres und Inneres zeigt, freilich ein wenig ungeschickt, eine Kirche mit der Chorausbildung der Klosterkirche von Cluny dargestellt und, wie das auch gleichzeitige und spätere normannische Kirchen zeigen, mit einem mächtigen Vierungsturm mit vier Treppentürmchen auf den Ecken, mit Treppentürmchen auch an den Kreuzschiffronten und mit jener eigentümlichen Firstgiebelzier aus Holz, die die norwegischen Stabkirchen, z. B. die in Borgund, noch heute aufweisen. Und weiter zeigen, soweit wir nach dem erhaltenen Bestande von Bauten, nach ausgegrabenen Resten oder älteren Abbildungen untergegangener Bauten schließen können, alle die größeren Benediktinerabteikirchen den Grundriß der zweiten Kirche von Cluny: die Kirche von Bernay und die von Jumièges[10]), St. Etienne und St. Nicolas in Caen, die Kirche des Mont-St.-Michel, St. Vigor in Bayeux,[11]) St. Ouen in Rouen, die Kirche von Cérisy-la-Forêt, St. Georges in Boscherville, die Kirchen von St Gabriel, Lessay, Guibray, Montivilliers, in England die von St. Albans bei London, Selby, Peterborough, Lincoln, Durham, York, endlich auch die ein wenig abgewandelte Frauenklosterkirche St. Trinité in Caen.

Auch in Deutschland offenbart sich ja ein sehr starker Einfluß der Kluniazenser hinsichtlich der Anlage der Kirchengebäude. Auch bei uns wird ja der Grundriß der zweiten Kirche von Cluny von Hirsau aufgenommen und von dort aus weiter verbreitet. Die Aufnahme geschieht aber offenbar durch die Klerisei und in der Regel ohne Vermittlung der Architekten; denn der Aufbau und die formale Gestaltung ist in Hirsau und in der Hirsauer Bauschule im großen ganzen unabhängig von der burgundischen Baukunst,[12]) ist urdeutsch, die Verbreitung in Deutschland freilich vollzog sich unter den Händen der Architekten, die sich unter den Mönchen und Laienbrüdern der Klöster befanden. Dagegen erscheint in der Normandie der Kluniazensergrundriß gleichzeitig mit einer burgundischen formalen Ausbildung des Aufbaues.

Hier muß nun zunächst festgestellt werden, daß die 981 geweihte zweite Kirche von Cluny zweifellos mit einer Tonnenwölbung versehen war[13]), da die von Cluny abhängigen Kirchen von Tournus, die noch im X. Jahrh. entstanden sein mag, und von Romainmôtier, die sicher nicht später als 1026[14]) ist, vielleicht aber auch noch dem X. Jahrh. angehört, eine solche Tonnenwölbung aufweisen. Und weiter werden wir annehmen dürfen, daß diese Kirche von Cluny auch Emporen hatte, weil gewiß die Hälfte jener so eng mit ihr zusammenhängenden normannischen Benediktinerkirchen, und zwar gerade die bedeutendsten unter ihnen, solche aufweisen.[15])

Die Tonnenwölbung findet sich in der normannischen Architektur nur vereinzelt vor. Immerhin möchten wohl zwei der besten Belege für den Zusammenhang der normannischen mit der burgundischen Kunst das Tonnengewölbe des Querschiffs von Mont-St.-Michel sein, über dem so dicht drei Rundfenster erscheinen, daß die Dachhaut unmittelbar auf dem Gewölbe gelegen haben muß — eine in dieser Landschaft ganz einzig dastehende, in Burgund und Südfrankreich aber schon sehr früh gebräuchliche Anordnung —, und die Halbtonnenwölbung über den Seitenschiffemporen von St. Étienne in Caen, die allerdings erst ausgeführt wurden, als das Hochschiff mit Rippengewölben versehen wurde.

9) Hic portatur corpus Eadwardi ad ecclesiam sti ptri apli, lautet die Beischrift.

10) Die letztere nach den Ausgrabungen.

11) Abbildung der zerstörten und nicht mehr vorhandenen Kirche im Monasticon gallicanum pl. 103.

12) Das Verhältnis wird nicht wesentlich anders dargestellt werden können, wenn auch in einzelnen Bauten, wie St. Godehard in Hildesheim und St. Peter in Erfurt, Ansätze zu burgundischen Tonnenwölbungen auftreten, und wenn in Kastl wirklich einmal eine Kirche auf burgundische Art mit Tonnenwölbung ausgeführt wurde.

13) Daraus, daß nach den antiquiores consuetudines Cluniacensis monasterii der Sakristan Kerzen „ad singulas columnas“ anzubringen hat, den Beweis zu entnehmen, daß die Kirche ein „Säulenbau“, d. h. eine flachgedeckte Säulenbasilika war, wie es Mettler, Zeitschrift für Geschichte der Architektur 1910, S. 278, tut, ist doch unmöglich. Diese columnae können doch auch, wie so oft das Wort diesen Sinn hat, Pfeiler sein und sind es wohl sicher gewesen, oder Dienste, wie die in der Beschreibung der Benignuskirche in Dijon (vgl. weiter unten).

14) Bulletin monumental 1906, p. 430.

15) Die Kirchen von Tournus und Romainmôtier haben allerdings keine Emporen, auch die wohl dem XI. Jahrh. angehörende von Payerne nicht. Das sind aber auch Bauten zweiten Ranges. Dagegen scheint die große Kirche St. Bénigne in Dijon Emporen gehabt zu haben. Diese Kirche, die auch wohl mit Tonnengewölben eingedeckt war, erbaute ganz zu Anfang des XI. Jahrh. der berühmte Abt Wilhelm neu, bevor er nach der Normandie (vgl. unten) ging (fulciturque 121 columnis, quarum nonnullae juxta capita fortissimarum quae sunt quadraginta pilarum, quadrangulatim statutae nach der gleichzeitigen Beschreibung eines Mönches des Benignusklosters, D'Achery, Spicilegium, Paris 1655). Jedenfalls waren die Emporen, wie überall, so auch in dieser Gegend Frankreichs durchaus und schon in früher Zeit geläufig. St. Rémi in Reims, diese durch das gleichzeitige Itinerarium Leonis papae des Anselmus merkwürdig gut datierte Kirche (Bulletin du comité des travaux historiques 1882, p. 192 u. 219), 1041—1049 erbaut, hat ja Emporen, zeigt aber in der Grundrißanlage mit dem breiten, flachgedeckten Schiff keinen Zusammenhang mit Cluny und im Aufbau trotz der Tonnenwölbung der Kreuzschiffseitenschiffe und der Seitenschiffe (?) eigentlich auch wenig mit der burgundischen Kunst. Wie die normannischen Klosterkirchen hatte auch St. Rémi Kreuzschiffemporen (vgl. weiter unten), und die eigentümlich gestalteten Schiffpfeiler erinnern sehr an spätere normannische Formen (kommen z. B. ganz ähnlich an der Zisterzienserkirche von Kirkstall vor).

Im allgemeinen haben die Erbauer der großen normannischen Klosterkirchen, so eng sie sich sonst an die burgundische Kunst hielten, die Tonnenwölbung abgelehnt und, wie es die Normannen in der Normandie, in England und Norwegen bei ihren einfacheren Kirchenbauten (Abb. 1) gewohnt waren, ein sichtbares Dachwerk für den Abschluß der Räume verwandt. Gewölbe, und zwar Kreuzgewölbe, kommen bei den früheren Bauten nur unter den Emporen (Seitenschiff- und Kreuzschiffemporen) vor zur Bildung des Fußbodens derselben, über den Seitenschiffemporen nur in der Kirche von Jumièges, über den Seitenschiffen bei Kirchenbauten, wie die von Bernay, von Mont-St.-Michel, von Boscherville, St. Nicolas in Caen, wo ein vom Mittelschiff aus beleuchteter Gang unter dem Seitenschiffdach herläuft, endlich über dem geraden Chor, wie in St. Nicolas in Caen und St. Georges in Boscherville. Aber, wenn auch das Wölbsystem der burgundischen Kunst keinen Eingang in die normannische fand, so wurde doch, neben so manchen anderen Formen des Aufbaus, der gegliederte Pfeiler,[16]) wie er dort für die Tonnenwölbung ausgebildet worden war, übernommen, und der tritt nun neben den in der normannischen Kunst selbst ausgebildeten Rundpfeiler. Insbesondere bei den großen Klosterkirchen wird er angewandt, wo für die in zwei Schichten eingewölbten Scheidebögen, die Transversalbögen oder die Bögen der Seitenschiffgewölbe die Dienste sehr zupasse kamen, aber auch bei den kleineren Bauten tritt er nun auf, wo der Rundpfeiler an sich vollauf ausgereicht hätte. Wie das schon in dem burgundischen Kunstkreise sich findet (z. B. in St. Nazaire in Carcassonne), wird auch eine wechselnde Anordnung eines stärkeren und eines schwächeren Pfeilers (der dann dem stärkeren Bündelpfeiler gegenüber auch als Säule gebildet werden kann) beliebt (z. B. in der Kirche von Jumièges), welche Anordnung hier wie dort — und wie übrigens auch bei den flachgedeckten romanischen Kirchen Deutschlands — nicht sowohl auf konstruktive Bedenken, als auf das ästhetische Bedürfnis nach einem Rhythmus zurückzuführen ist. Und wie bei der Verbindung mit Burgund durch die Kluniazenser dieser gegliederte Pfeiler[17]) als eine Form in die normannische Kunst aufgenommen wurde, so auch eine ganze Reihe anderer Formen, die nun an großen und kleinen Bauten neben Formen, die der heimischen Holzbautradition entstammen, auftreten.

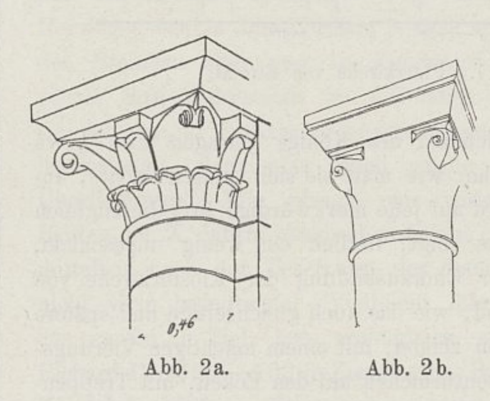


Abb. 2a. Abb. 2b.

Vielleicht das Merkwürdigste in diesem Zusammenhange ist in dieser nördlichen Landschaft wohl die mosaikartige Behandlung kleinerer und größerer Flächen, wie sie in der Auvergne besonders gebräuchlich war. Mit kleinen Steinen verschiedener Farbe wird ein geometrisches Muster hergestellt. So etwas findet sich schon ganz früh, im XI. Jahrh., im Schiff von Mont-St.-Michel in den Zwickelflächen der nach dem Seitenschiffdach geöffneten Bogenstellung, häufig in den Tympanen der Türen, z. B. an der Kirche in Rotes[18]), und sonst im Feld unter einem Bogen, z. B. in Graville[19]), auf den Giebelflächen an St. Etienne und St. Trinité in Caen (freilich restauriert) usf., auch noch in späterer Zeit im XII. Jahrh., z. B. an der Kathedrale von Ely, und dann oft skulpiert, z. B. in Norwich

16) Man hat lange Zeit hindurch angenommen, daß der gegliederte Pfeiler der normannischen Kirchen und die Pfeileranordnung mit Stützenwechsel, wie sie bei manchen Bauten in der Normandie und England auftritt, zuerst in der Lombardei ausgebildet worden sei, und daß die normannische Kunst diese Dinge durch Vermittlung zweier hervorragenden Italiener, des Abtes Wilhelm von St. Bénigne in Dijon (sieh weiter unten) im ersten Viertel des XI. Jahrh., oder aber Lanfrancs, des späteren Abtes von St. Etienne in Caen und Erzbischofs von Canterbury, der um 1040 nach der Normandie kam, von der lombardischen übernommen habe. Diese Annahme ist durch die neueren Untersuchungen über das Alter der lombardischen Bauten hinfällig geworden. Es ist auch (Stiehl, Der Backsteinbau romanischer Zeit) mit Recht darauf hingewiesen worden, daß, da die lombardische Kunst keine sechsteiligen Gewölbe kennt, der an und über dem schwächeren Pfeiler des lombardischen Systems aufsteigende Wanddienst ganz zwecklos ist, und daher nur als ein aus einem anderen System übernommenes und sinnlos gewordenes Rudiment erklärt werden kann. Damit aber fällt natürlich die Hypothese von der Selbständigkeit und frühen Entwicklung der lombardischen Kunst in sich zusammen. Diese muß danach vielmehr eine abgeleitete sein, und als Lehrmeisterin kann dann, bei der offenbar nahen Verwandtschaft, nur die normannische Kunst in Frage kommen, so daß das Verhältnis also umgekehrt ist, als ehedem angenommen wurde.

Wenn nun auch gegenüber den beiden oben genannten Kirchenfürsten keine normannischen Vermittler für diese in die erste Hälfte des XII. Jahrh. zu setzende Einflußnahme der normannischen Kunst auf die lombardische mit Namen zu nennen sind, so ist doch die Tatsache, daß selbst über ein weites, zunächst unberührt bleibendes Gebiet hinweg eine solche Einflußnahme stattfindet, durchaus nichts ungewöhnliches. Es mag hier nur daran erinnert werden, wie, ein halbes Jahrhundert später, die westfranzösische Kunst, über das unbeeinflußte Zwischengebiet hinweg, einen entscheidenden Einfluß auf die westfälische Kunst gewann, der durch das nun da auftretende System der Hallenkirche und durch die merkwürdige Übereinstimmung in der Konstruktion der Gewölbe und in der Ausbildung der Pfeiler, Rippen, Fenster, der Türme mit den vier Nebentürmchen usf. bewiesen wird. Übrigens gewann ja, in einer Art von Rückstaubewegung, im XII. Jahrh. die normannische Kunst einen bedeutenden Einfluß auf die burgundische, der stärker noch anzuschlagen ist als der, der in Nordfrankreich zur Wirkung kam. Die Pfarrkirche Notre-Dame in Dijon, etwa um 1220 begonnen, ist dem Konstruktionssystem (mit dem Laufgang vor den Hochschiffenstern) und der allgemeinen Erscheinung nach (mit dem von vier kleinen Türmchen begleiteten Vierungsturm und den kleinen Ecktürmchen an den Kreuzschifffronten, mit der eigentümlichen Westfront) mehr normannisch als irgend ein frühgotisches Gebäude in Nordfrankreich.

Wie nun bei dem Verhältnis der westfälischen zur westfranzösischen Kunst, ist auch für das der lombardischen zur normannischen als Beweis des Zusammenhanges nicht nur das Bausystem zu nennen, das, wie wir gesehen haben, seiner unorganischen Ausbildung wegen, irgendwoher übernommen worden sein muß, und das in seiner besonderen Art nur in der normannischen Kunst zu finden war, sondern auch eine Übereinstimmung in der Ausbildung der Formen. Vor allem sind es die Pfeilergrundrisse, die eine große Verwandtschaft mit den normannischen Formen aufweisen; dann aber auch andere Dinge: so zeigen die kleinen Fenster in der Westwand von San Ambrogio in Mailand, die nach der Vorhalle gehen, eine Anordnung des Säulchens im Gewände, wie sie sonst nur an normannischen Pfeilern und Portalen vorkommt (vgl. Abb. 8 und 17).

17) Wie die Abb. 17 (Grundriß eines Joches von St. Etienne in Caen) und Abb. 8a (Grundriß von St. Georges in Boscherville) das zeigen, hat der normannische Bündelpfeiler oft — durchaus nicht überall — die Eigentümlichkeit, daß die schwachen Dienste nicht unter 45° orientiert sind, sondern parallel zu den Scheidebogen, deren obere Schicht sie ja auch tragen. Etwas ähnliches findet sich häufig an den Portalgewänden normannischer Kirchen. Daß man, anstatt einen sehr starken Dienst anzuwenden, deren zwei schwächere oder gar drei nebeneinander anordnete, ist eine weitere Besonderheit des normannischen Bündelpfeilers, die sich auf dem ganzen Gebiete normannischer Kunst findet, z. B. auch in der Kirche des vom Norden aus beeinflußten Zisterzienserklosters Eldena bei Greifswald.

18) Ruprich-Robert, L'architecture normande, pl. XLII.

19) Ibidem pl. XXIII.

an der Kathedrale. Hierher gehört auch noch die — wieder in der Auvergne ganz gebräuchliche — Zusammensetzung der Bögen an Thüren und Fenstern aus nach einem geometrischen Muster zusammengestellten Steinen.

Die Kapitelle sind bei den Bauten der frühen Zeit Nachbildungen des korinthischen, das man in der burgundischen Kunst ja vorfand, gelegentlich, wie an der Kirche in Ruqueville und an den alten Vierungspfeilern der Kathedrale von Bayeux, mit Figurenschmuck, und verleugnen nicht ihre südliche Herkunft. Sehr bald wird die Form vereinfacht und erscheint nun im weiteren Verlauf des XI. Jahrh., überall ungefähr gleich gebildet, in der Art, wie wir sie in St. Etienne (Abb. 2a) und ebenso in St. Nicolas in Caen und in St. Ouen in Rouen an Bauteilen des XI. Jahrh., in der Krypta von St. Trinité, im Tower in London, in der Kirche des Mont-St.-Michel, in der Kirche von Cérisy-la-Forêt (Abb. 2b) usw. finden. Besonders interessant ist die Bildung der Mitte der Seiten, die große Ähnlichkeit hat mit der sehr bekannten Form des burgundischen Kragsteins, welche als eine Umbildung der antiken mit einem Akanthusblatt geschmückten Konsole sich erweist

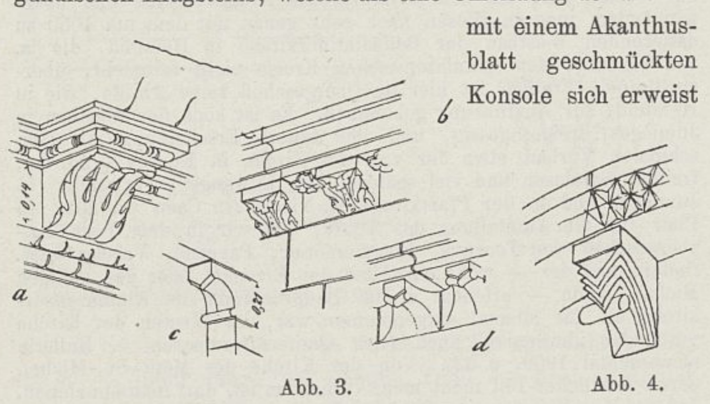


Abb. 3. Abb. 4.

(Abb. 3, *a* von einem römischen Tor in Langres, *b*, *c*, *d* von Notre Dame in Dijon). Diese Kapitellform macht im XII. Jahrh. dem Würfelkapitell, oder vielmehr der davon abgeleiteten Form des Pfeifenkapitells Platz. Sie ist aber vorher schon südlich gewandert und ist die notwendige Vorstufe des gotischen Kapitells. Aus dem korinthischen unmittelbar konnte das nicht hervorgehen. Diese reiche, durchaus fertige, schöne antike Form war in einer fortlaufenden Entwicklung nicht wohl umzubilden; sie mußte erst durch die ungeübten Hände eines jungen Volkes vereinfacht werden, damit eine neue, vielleicht noch schönere, jedenfalls aber jugendlich frischere Form daraus entstehen konnte. Deshalb konnte das gotische Kapitell auch nicht im südlichen Frankreich, nicht in Burgund ausgebildet werden, wo man vielmehr das korinthische beibehalten, oder doch nach den Stürmen der Völkerwanderung und der darauf folgenden Jahrhunderte wiedergefunden und seine Schönheit stets bewundert hatte. Die Geschichte des gotischen Kapitells ist ein Abbild des Werdens der gotischen Kunst im kleinen. Es wuchs heran in der Normandie im XI. Jahrh. und wurde dann, noch nicht zu voller Entwicklung gediehen, in den Boden der Isle de France verpflanzt, wo es sich wunderbar entfaltete.

Das Würfelkapitell kommt an den Bauten des XI. Jahrh. in der Normandie kaum vor, wohl aber in dieser frühen Zeit und auch schon vorher in England. Es ist, was ja durch das gleichzeitige Auftreten in Deutschland und England — in Frankreich ist es überhaupt nicht häufig — und bei den Stabkirchen Norwegens bezeugt wird, eine Form der germanischen Tradition und somit aus dem Holzbau übernommen. In der Normandie war im XI. Jahrh. der formale Einfluß der burgundischen Kunst so stark, daß es zunächst nicht hervortrat. In England aber wurde es häufig angewendet, und bald, um die Form für den starken Rundpfeiler verwenden zu können, ohne daß die Höhe des Kapitells zu groß wurde, zu dem Pfeifenkapitell umgebildet.[20] In dieser Abart ist es dann auch, als zu Anfang des XII. Jahrh. der Schwerpunkt der Entwicklung nach England gerückt war, in die Architektur der Normandie des XII. Jahrh. wieder aufgenommen worden.

Die Wandgliederung mit den Gesimsen, den Lisenen oder den Säulen an deren Stelle ist ganz burgundisch. Die Seitenschiffwände von St. Etienne in Caen zeigen dieselbe Bildung, wie etwa die einer Kirche der Auvergne. Die Blendarkaden an den Hochschiffwänden von St. Etienne und so mancher anderen normannischen Kirche, überhaupt die reiche Flächenverzierung mit den Säulen und Bogen stammen ebendaher. Die überall gebräuchlichen Fenster- und Türbogen mit aus der Wandfläche heraustretendem Profil — mit einer Archivolte also — ist wieder der burgundischen Architektur entnommen. Das Hauptgesims zeigt in früherer und späterer Zeit die Bildung des Konsolgesimses, wie das, aus römischer Tradition stammend, in Burgund so geläufig ist, und die Konsolen haben gelegentlich burgundische Formen, wie solche in Mont-St.-Michel und am Chor von St. Nicolas in Caen (Abb. 4).

Neben den burgundischen Formen und mit ihnen schon früh zu einem Formenkanon von scheinbar einheitlicher Art und Herkunft verwoben, treten dann, je später um so mehr, an Gesimsen und Bogen und auf begrenzten Flächen Ornamente fast durchweg geometrischer Art auf, die zum Teil mit den Formen aus Burgund herübergekommen sein werden, teils aber auch der eigenen Holzbautradition entstammen.

Die für den Grundriß[21] und die formale Haltung der normannischen Benediktinerklosterkirchen festgestellte Ver-

20) Es ist sehr merkwürdig, daß die gleiche Art der Umbildung des Würfelkapitells, wenn auch nicht so weitgehend, sich in der romanischen Architektur des Elsaß findet — Würfelkapitelle mit zwei Schilden auf jeder Seite kommen übrigens auch sonst hier und da in Deutschland vor — und noch merkwürdiger, daß fast ganz gleiche Formen solcher umgebildeter Kapitelle in der Kirche von Rosheim im Elsaß und in der Domkirche von Stawanger vorkommen.

21) Wenn schon der im wesentlichen überall übereinstimmende Grundriß der Benediktinerklosterkirche der Normandie nach dem der zweiten Kirche von Cluny — der uns in offenbar minderwertiger Nachbildung in Romainmôtier und Payerne erhalten geblieben ist — gebildet ist, so unterscheidet er sich doch von diesem in zwei Punkten: 1. es fehlt überall die merkwürdige, für die großen Kluniazenserkirchen charakteristische zweigeschossige Vorhalle — in England ist bei der Kathedrale von Durham ein größeres, aber nur eingeschossiges Paradies aus der zweiten Hälfte des XII. Jahrh. vorhanden — und 2. bei der Mehrzahl der Monumente, bei St. Etienne und St. Nicolas in Caen, bei St. Vigor in Bayeux, St. Ouen in Rouen, bei den Kirchen von Cérisy-la-Forêt und Boscherville — bei den Kirchen von Lessay und Guibray wenigstens beabsichtigt — sind Emporen in den Kreuzschiffflügeln vorhanden, die für einen besonderen Altar im Obergeschoß der zweigeschossig angelegten Kreuzschiffabside ein Chörchen aufweisen. Da diese beiden Abweichungen von dem normalen Typus der Kluniazenserkirche, von denen die eine negativ, die andere positiv ist, gleichzeitig auftreten, wird in etwa dadurch, wie wir sehen werden, der Typus, wenn auch in besonderer Art, doch vollständig hergestellt. Es verdient angemerkt zu werden, daß die vom Abte Wilhelm erbaute Kirche St. Bénigne in Dijon auch keine zweigeschossige

bindung mit der burgundischen Kunst könnte wohl mit einem historischen Faktum in Zusammenhang gebracht werden, nämlich damit, daß der Abt von St. Bénigne in Dijon, Wilhelm, ein geborener Lombarde[22]) und ein Schüler des Abtes Majolus von Cluny, im Jahre 1001 nach der Normandie gekommen war, dort zunächst die Abtei Fécamp reformiert hatte, als

Vorhalle gehabt zu haben scheint; wohl aber hatte sie eine dem heiligen Michael geweihte hochgelegene Kapelle im Obergeschoß der im Osten der Kirche angelegten berühmten Rotunde.

Die westliche zweigeschossige Vorhalle ist nicht etwa erst von den Kluniazensern eingeführt worden. Sie ist schon vorher vorhanden gewesen und ist eine Umbildung des altchristlichen Atriums (wie es ja auch im Norden in früher Zeit gebräuchlich war — Aachen, Essen, Lorsch — aus dem XII. Jahrh. noch: St. Michael

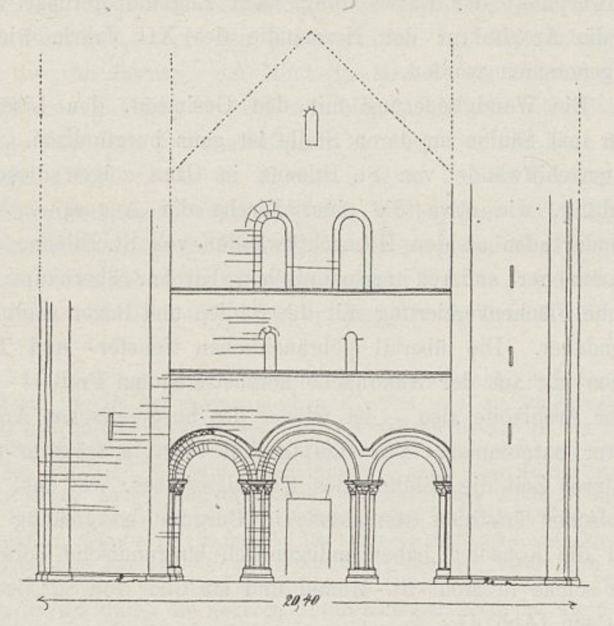


Abb. 5. St. Nicolas in Caen. Westfront.

auf dem Heiligenberge bei Heidelberg und Maria-Laach) und eine Verschmelzung derselben mit den bisher isoliert stehenden Türmen. Der um 830 zu datierende Plan von St. Gallen zeigt eine sehr interessante Zwischenstufe dieser Umbildung: um die Westabside herumgelegt ein halbringförmiges Atrium mit einer ebensolchen abschließenden Säulenhalle; mit dieser in Verbindung zwei runde, noch isolierte Türme, in denen oben die Altäre der heiligen Erzengel Michael und Gabriel aufgestellt waren. Der — was in diesem Zusammenhange sehr merkwürdig ist — als turris bezeichnete Westbau der Benediktinerkirche in Werden a. d. Ruhr wurde etwa 875 angefangen und 943 geweiht (Effmann, Die karolingisch-ottonischen Bauten zu Werden, I, p. 170), ist also früher als irgendwelche kluniazensische Bauten. Wie sie der in der zweiten Hälfte des X. Jahrh. erbaute und durchaus ebenso organisierte Westbau von St. Pantaleon in Köln noch aufweist, wird auch der Werdener Westbau auf den Seitenemporen je eine Abside gehabt haben für zwei Altäre, die wohl den Erzengeln geweiht waren, wie es denn das ganze Mittelalter hindurch gebräuchlich blieb, besonders dem heiligen Michael einen Altar in der Höhe, auf einer Empore, unter dem Dach oder gar oben auf einem Turme (z. B. in Cluny in den Resten der Abteikirche noch erhalten) zu errichten. Sind die Westbauten von Werden und St. Pantaleon in zwei Geschossen um einen mittleren durchgehenden Turm erbaut, so ist der der Benediktinerkirche in Korvey durchaus zweigeschossig angelegt, aber doch im Organismus den beiden genannten so nahe verwandt und so anders als die kluniazensischen Vorhallen, daß man auch für ihn, selbst wenn er nicht mehr dem IX., sondern erst dem X. Jahrh. angehören sollte, eine von Cluny ganz unabhängige Entstehung annehmen muß.

Wenn also die westlichen zwei- (oder auch mehr-) geschossigen Vorhallen auch vor dem Einsetzen der Reform von Cluny schon bei bevorzugten Klosterkirchen zur Ausführung kamen, so bleibt es doch etwas Besonderes, daß der Orden von Cluny sie in das Bauprogramm der Kirche aufnahm, und zwar in einer ganz bestimmten Ausbildung und Gestalt: dreischiffig und langgestreckt, da die Prozession, ehe sie nach dem Gange durch das Kloster in die Kirche und zum Chor zurückkehrte, dort gesammelt werden sollte, mit zwei Türmen an der Westseite, im Obergeschoß mit einem Altar im Mittelschiff nach Osten; so finden wir sie in Tournus, Romainmôtier, Payerne, Vezelay usf. Der Altar wird wieder ein Michaelsaltar gewesen sein, wie er sonst auf Westemporen so häufig gefunden wird, z. B. in St. Godehard in Hildesheim, in St. Sebald in Nürnberg, wo diese dann als chorus angelorum oder Engelschor bezeichnet wird.

Dieser geräumige Westbau ist indessen, wenn er auch als ein notwendiger Bestandteil einer großen Kluniazenserkirche aufgefaßt wurde, nicht allzu häufig und zumal für Bauten zweiten Ranges selten zur Ausführung gebracht worden. In Deutschland ist ein aufwändigerer Westbau nur an den Kluniazenserkirchen in Hirsau, in Thalbürgel, Kastl, Plankstetten und — unter den besonderen Verhältnissen eines Doppelklosters entstanden — in Paulinzelle noch vorhanden. Sonst erscheint er bei uns reduziert auf eine einfache Vorhalle, etwa zwischen zwei Türmen, mit einem eine besondere Kapelle mit Altar enthaltenden Obergeschoß (so in Alpirsbach ohne Türme, in Lautenbach — wo es sich aber um eine Stiftskirche handelt — im Elsaß mit Türmen).

In der Normandie fehlt der Westbau in der Regel, wie gesagt, ganz. St. Nicolas in Caen, zu Ende des XI. Jahrh. erbaut, die Pfarrkirche des Klosters St. Etienne, zeigt indessen eine Bildung der Westfront (Abb. 5), die ihrer Anlage nach — unten Vorhalle, auf zwei Pfeilern gewölbt, zwischen zwei je eine Treppe bergenden Türmen, darüber eine nach dem Schiff geöffnete Empore — und ihrer Erscheinung nach ziemlich genau mit der Westfront der Stiftskirche von Lautenbach oder auch mit der allerdings komplizierteren Westfront der Benediktinerkirche in Maursmünster übereinstimmt. Und die Kirche von Jumièges weist eine Anlage im Westen auf, die dem Grundriß des Erdgeschosses und überhaupt dem inneren Wesen nach sehr genau mit dem um 1050 zu datierenden Westbau der Benediktinerkirche in Hersfeld, die ja, wie bekannt, dem kluniazensischen Kreise nicht fernsteht, übereinstimmt. Freilich ist hier im Obergeschoß keine Abside, wie in Hersfeld, zur Ausführung gekommen. Es ist auch der Westbau in Jumièges dreigeschossig, und die äußere Erscheinung mit dem schmalen Vorbau etwa der von der Kirche in Korvey (und der, freilich turmlosen und viel späteren von Ellwangen) verwandt. In Jumièges und in der Pfarrkirche St. Nicolas in Caen war also ein Platz für die Aufstellung des Altars, den wir in dem Vorhallenobergeschoß von Tournus, Romainmôtier, Payerne, Vezelay usw. finden, und der — wohl ein Altar der Erzengel oder des heiligen Michael allein — offenbar in das Bauprogramm der Kluniazenserkirche ein für allemal aufgenommen war, im Westen der Kirche vorhanden (außerdem auch noch Querschiffemporen — Bulletin monumental 1909, p. 32). Von der Kirche des Mont-St.-Michel, deren westlicher Teil nicht mehr vorhanden ist, darf man annehmen, daß sie eine Westempore enthielt. Denn es fehlt in dem erhaltenen Gebäude an einem hohen Platz für den Altar der Erzengel. Wohl auch von der Abteikirche in Bernay, wo die beiden westlichen Joche im XII. Jahrh. abgetragen wurden. Von der normannischen Kirche des Klosters St. Ouen in Rouen ist nur die nördliche Querschiffabside noch erhalten. Es ist mir aber nicht erinnerlich, ob sie zweigeschossig ist und also auf ehemalige Querschiffemporen hinweist. Von der Abteikirche St. Gabriel ist nur der Chor erhalten. Von der in Montivilliers weiß ich nichts zu sagen. Alle anderen, oben schon aufgezählten Benediktinerkirchen aber zeigen keine Empore im Westen, wohl aber solche in den Kreuzschiffügeln. Und diese, von zwei Kreuzgewölben auf einem mittleren Pfeiler getragen, und in der Regel über Wendeltreppen in den westlichen Kreuzschiffecken zugänglich, weisen im Obergeschoß der dabei zweigeschossig angelegten Kreuzschiffabside eine Stelle für einen Altar auf, sollten also wohl die Westempore ersetzen, und sind, wie mir scheinen will, als chorus angelorum aufzufassen. In St. Etienne in Caen und in den Kirchen von Cérisy-la-Forêt und Boscherville sind noch Spuren vorhanden, die zeigen, daß diese Emporenräume ehemals durch eine auf der Brüstung aufgebaute Säulenstellung als abgesonderte Räume noch besonders gefaßt wurden, ähnlich wie die chori angelorum deutscher Kirchen (der Schottenkirche in Regensburg, der Abteikirche in Maursmünster, der Pfarrkirche St. Sebald in Nürnberg).

Diese Kreuzschiffemporen finden sich vereinzelt nun auch außerhalb der Normandie. Zunächst wird jeder an die doppelten Emporen in den vier Kreuzschiffarmen der Benediktinerkirche St. Michael in Hildesheim denken, die der ersten Bauzeit dieser 1034 geweihten Kirche angehören, durch vor den Fronten der Kreuzschiffe angeordnete Wendeltreppen zugänglich gemacht worden sind und die, nach Ausweis einer alten Abbildung, acht von den neun chori angelorum der Kirche enthielten. Dann zeigt die Benediktinerkirche St. Rémi in Reims, deren Querschiff und Schiff ungefähr derselben Zeit angehört, wie davon oben schon die Rede war, die Reste solcher Querschiffemporen. Und, was für die Frage nach der Entstehung der gotischen Kunst gewiß besonders wichtig ist, die Querschiffemporen finden sich auch an der zu Ende des XII. Jahrh. erbauten Kathedrale von Laon und in ganz besonderer Fassung an dem südlichen runden Querschiff der Kathedrale von Soissons, das zur selben Zeit erbaut sein mag. Die Benediktinerkirche von St. Leu d'Esserent enthält, über die Triforiengalerie zugänglich, eine obere Kapelle über der Ostkapelle des Chorumgangs.

22) Sackur, Die Cluniacenser II, S. 45.

deren Abt allmählich Einfluß gewann auf manche der alten aber verkommenen Abteien: Bernay, Mont-St.-Michel, St. Ouen in Rouen, Cérisy-la-Forêt, Jumièges, überall die Schule von Dijon einzuführen, seine Schüler, darunter besonders einige Italiener, in

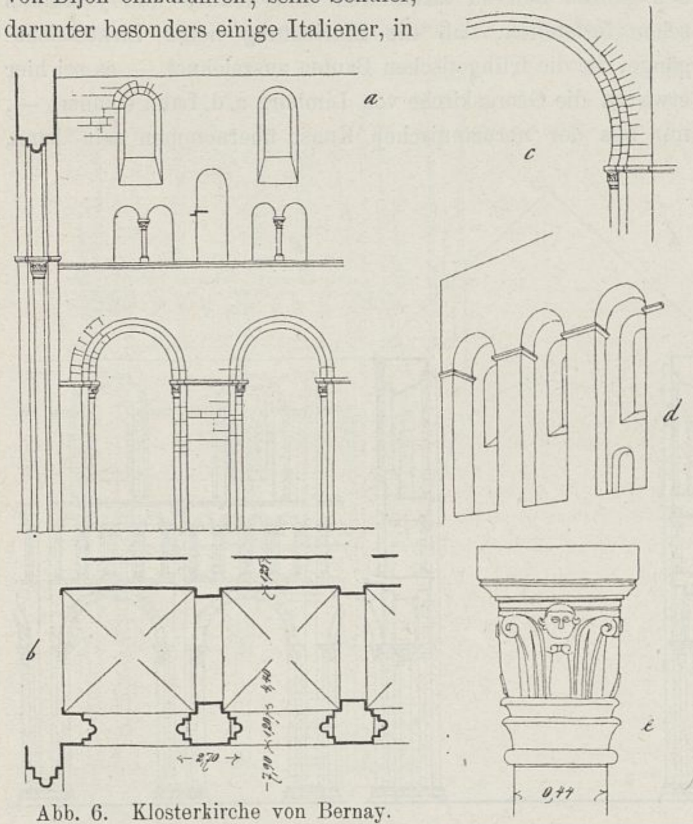


Abb. 6. Klosterkirche von Bernay.

leitende Stellungen zu bringen wußte und bis zum Jahre 1029, als er — nicht lange vor seinem Tode — nach Burgund zurückkehrte, das Klosterwesen der Normandie auf eine neue Bahn gebracht hatte.[23]) Zu seiner Zeit wurde ein Neubau der Klosterkirche von Bernay[24]) ausgeführt, über den geschichtliche Nachrichten vorhanden sind, und der in seinen wesentlichen Teilen uns erhalten geblieben ist. Aus einer Urkunde Richards II. vom Jahre 1025 erfahren wir, daß seine 1017 verstorbene Frau Judith das Kloster in Bernay gegründet („fundamenta posuit"), jedoch nicht vollendet hatte, daß er es aber eingerichtet und dem Abte von Fécamp, Wilhelm von Dijon, zur Vollendung anvertraut habe.

Die Kirche (Abb. 6) hat den bekannten Kluniazensergrundriß mit fünf Absiden. Die beiden westlichen Joche sind zerstört. Mittelschiff, Kreuzschiff und Chorquadrat trugen ein sichtbares Dachwerk. Ein Vierungsturm war vorhanden: es sind aber nur zwei Seiten in Resten erhalten. Die Chorseitenschiffe sind mit je zwei römischen Kreuzgewölben eingewölbt. In den Seitenschiffen sind nur die Gurtbogen original, die dazwischen liegenden Gewölbe im XVII. Jahrh. als Stutzkuppeln ausgeführt. Es waren wohl ehemals Kreuzgewölbe von der Art der im östlichen Teil noch vorhandenen da, wie bei allen anderen großen Benediktinerkirchen der Normandie. Denn, wie bei allen diesen Kirchen, soweit sie keine Emporen haben, führte ein Gang auch hier unter dem Dach

23) Daß er für die bei der Reformarbeit erforderlichen Neubauten burgundische Kräfte nach der Normandie zog, wird uns durch den erhaltenen Text eines von Fécamp aus nach Dijon gesandten Briefes bezeugt: „De artificibus aedificiorum nostrorum quae coepimus vos obsecramus quo .... mittere ad nos festinetis quia valde nobis necessarii sunt. (Congrès archéologique 1908, p. 591.)

24) Congrès archéologique 1908, p. 588.

und über den Gewölben der Seitenschiffe her, der die Westfront mit den Kreuzschiffflügeln verbindet. Hier mündet er auf der Kreuzschiffseite — die andere ist ja zerstört — auf eine Art von Loggia in der Westwand derselben (Abb. 6d) — wie sie sich genau so auch in Jumièges in Höhe des Seitenschiffdaches über den dort vorhandenen Emporen findet —, die über eine Wendeltreppe in der Westecke zugänglich ist.[25]) Der Gang wird durch über jedem Scheidebogen angeordnete gekuppelte Öffnungen nach dem Mittelschiff erhellt. Zwischen diesen liegen rundbogige geschlossene Blenden, über ihnen die Hochschiffenster (Abb. 6a) in der über dem Dach der Seitenschiffe außen stark zurückgesetzten und dann oben nur noch etwa 0,90 m starken Mittelschiffwand.[26]) Die Arkadenbogen sind gestelzt, die Vierungsbogen hufeisenförmig (Abb. 6c), wie denn diese Form auch sonst in der normannischen Kunst (wie übrigens ja auch in der deutschen), in Sequeville z. B. und in Winchester vorkommt.

Durch eine genauere Untersuchung ist festgestellt worden, daß die Arkadenpfeiler (Abb. 6b) so, wie sie jetzt sind, ursprünglich nicht angelegt worden waren, sondern als im Grundriß etwa quadratische Pfeiler mit einer rechteckigen Vorlage für den Gurtbogen des Seitenschiffes, und daß die Dienstvorlagen unter den Scheidebögen erst später, aber doch wohl vor der Herstellung dieser Bögen hinzugefügt wurden. Darf man nun annehmen, daß der Kern der Pfeiler und die Außenmauer des allein aus dieser frühen Zeit erhaltenen südlichen Seitenschiffes dem von Judith begonnenen, aber nicht vollendeten Bau und also der Zeit vor 1017, der ganze Aufbau der Kirche aber der Zeit unmittelbar nach 1025 angehört? Ich glaube, daß man das allerdings annehmen muß und diese Kirche von Bernay für den ältesten erhaltenen Bau der Familie erklären muß, weil, wie wir bald sehen werden, der entwickeltere Bau der Abteikirche von Jumièges nicht wesentlich später ist.

Da die Kirche von Bernay nun um 1050 vollendet gewesen ist, so sind die eben beschriebenen Öffnungen nach dem Seitenschiff doch wohl die ältesten erhaltenen der Art. Es wäre immerhin möglich, daß ähnliches schon vorher in der burgundischen Architektur an untergegangenen Monumenten vorgekommen. Es ist aber, und zwar mit einer Begründung, fast eher anzunehmen, daß wirklich hier zum ersten Male die Durchbrechung der Wand nach dem Seitenschiffdach auftritt, womit dann der Keim für die Entwicklung der Triforiengalerie gelegt wurde. So wäre denn auch dieser Bestandteil des frühgotischen Systems in der normannischen Kunst zur Ausbildung gelangt.

Die erhaltenen und genannten Benedektinerkirchen der Normandie — mit Ausnahme etwa der von Montivilliers[27]), die im Seitenschiff ein sichtbares Dachwerk zeigt —, weisen

25) Der Zweck dieser natürlich ganz schmalen Loggia — da sie sich in zwei Kirchen in genau derselben Bildung findet, muß sie ja doch einen bestimmten Zweck gehabt haben — ist nicht bekannt. Ein bloßer Gang kann sie, bei so monumentaler Ausbildung, doch füglich nicht gewesen sein.

26) Offenbar rührt dieser obere Teil des Hochschiffes von einem Architekten her, der nicht in der Normandie zu Hause war, und der — wie es sonst in Nordfrankreich und Deuschland üblich war — die Kirche mit einer getäfelten flachen Decke oben abschließen wollte und nicht mit einem sichtbaren schiebenden Dachwerk. Anders als mit einem Wechsel im Bauplan ist dieser starke Mauerabsatz und die schwache Hochschiffwand, die sich sonst bei keinem der großen Bauten mehr findet, nicht zu erklären.

27) Ruprich-Robert, l. c. I, pl. XVIII.

entweder Emporen auf (Jumièges, St. Etienne in Caen, Cérisy-la-Forêt) oder aber einen vom Mittelschiff aus erhellten Seitenschiffdachraum (Bernay, Mont-St.-Michel, St. Nicolas in Caen, Boscherville, Lessay, im Chor auch St. Gabriel). (Es ist interessant, daß die Benediktinernonnenkirche St. Trinité zu Caen ein ganz abweichendes System [Abb. 16] und weder das eine noch das andere hat.) Beides zusammen kommt nicht vor, und zwar bezeichnenderweise auch nicht in Jumièges, wo doch ausnahmsweise das Emporengeschoß mit Kreuzgewölben eingewölbt und darüber ein Seitenschiffdachraum vorhanden ist. In St. Etienne in Caen und in der Kirche von Cérisy-la-Forêt waren die Emporen mit einem sichtbaren Dachwerke gedeckt, so daß ein Seitenschiffdachraum gar nicht vorhanden war und auch keine Fläche der Hochschiffwand, die durchbrochen hätte werden können. Es kommt aber auch — was doch sonst in der normannischen Architektur, bei Pfarrkirchen, das gebräuchlichere ist — ein sichtbares Dachwerk über dem emporenlosen Seitenschiff bei diesen Kirchen nicht vor (mit Ausnahme der oben erwähnten von Montivilliers). Das alles weist nun darauf hin, daß in diesen Benediktinerkirchen der Gang über dem Seitenschiffgewölbe, ob ihn nun die Empore oder der Seitenschiffdachraum abgab, eine Rolle gespielt hat. Wo Querschiffemporen vorhanden sind, steht er mit diesen in Verbindung. In St. Georges in Boscherville, in der Kirche von Cérisy-la-Forêt, in St. Etienne in Caen vor dem frühgotischen Chorneubau, und in der Kirche von St. Gabriel geht der Gang über die Querschiffemporen hinweg durch den Dachraum bzw. die Emporen über den Gewölben der Chorseitenschiffe und läuft in der durch eine Säulen- bzw. eine Pfeilerstellung aufgelösten Mauer der Hauptabside auf die andere Seite, so daß eine Zirkulation in der Höhe der Querschiffemporen durch die ganze Kirche möglich wird. Wir werden sehen, daß bei den stattlicheren Bauten in der Höhe der Hochschifffenster noch einmal die Möglichkeit hergestellt wird, durch den ganzen Bau zu zirkulieren und können nun jedenfalls schon feststellen, daß die Einrichtung hoher Zirkulationsgänge, die die frühgotischen Bauten auszeichnet — es sei hier etwa an die Georgskirche von Limburg a. d. Lahn erinnert —, nur aus der normannischen Kunst übernommen sein kann,

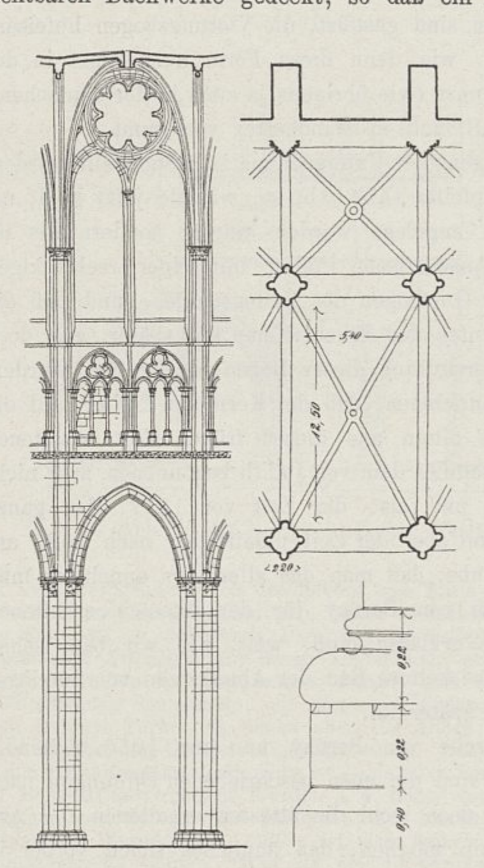


Abb. 7. Kathedrale von Amiens.

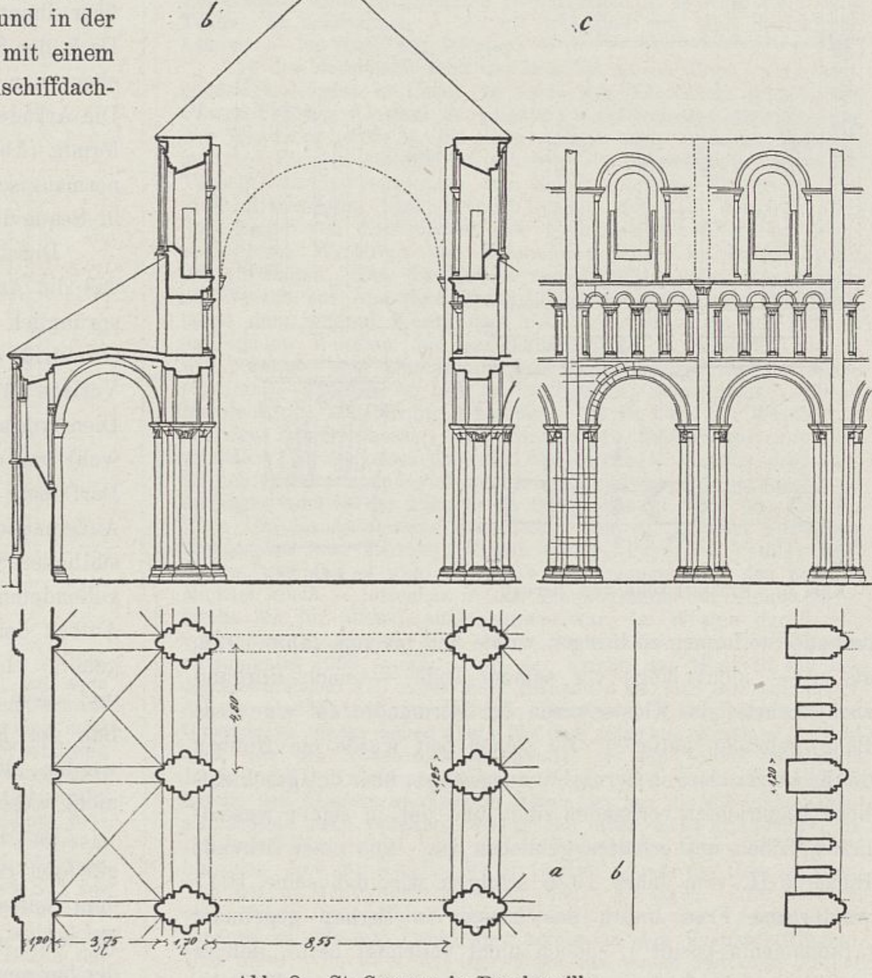


Abb. 8. St. Georges in Boscherville.

wo sie sich schon im XI. Jahrh. findet, da doch weder die flachgedeckte Kirche Deutschlands und Nordfrankreichs, noch die tonnengewölbte Burgunds irgend etwas der Art aufweisen.[28])

In welcher Art die Gänge auf den Emporen oder im Seitenschiffdachraum für den Gottesdienst benutzt wurden, wird nicht leicht mehr festzustellen sein. Daß sie in Verbindung standen mit den Emporen der Querschiffflügel, und, wenn solche vorhanden waren, mit den Emporen der Chorseitenschiffe und also mit den auf diesen Emporen überall aufgestellten Altären, ist schon gesagt worden; daß die Gänge durch den Seitenschiffdachraum führten, macht sie für die Menschen jener Tage nicht ungeeignet und auch nicht einmal schlechter. In St. Michael in Hildesheim liegt im Dachraum des Umgangs um den Westchor, im XII. Jahrh. angelegt, ein Altar in einer kleinen, in der Mauer ausgesparten Abside, und wie oft liegt nicht — nur über schmalen,

28) Von einer ähnlichen aber einfacheren und ganz anders entstandenen Einrichtung bei den westfranzösischen Bauten wird weiter unten die Rede sein.

in der Mauerstärke angelegten Treppen zu erreichen — ein Altar in einem Obergeschoß eines Turmes!

Nun ist es ja noch eine ganze Strecke von den Öffnungen nach dem Seitenschiffdachraum, wie sie die Kirche von Bernay zeigt, bis zum Triforium der Kathedralen von Noyon und Laon. Aber der Anfang ist doch hier gemacht, und zwar unter der Einwirkung eines heute vielleicht nicht mehr festzustellenden liturgischen Bedürfnisses. Die Bildung, wie sie in Bernay auftritt, begegnet uns auch bei späteren Bauten noch oft genug: in der Kirche von Creil und in St. Etienne in Beauvais, beide wohl noch aus der ersten Hälfte des XII. Jahrh., aber schon auf Wölbung angelegt, in der 1181 im Schiff und Kreuzschiff vollendeten Kathedrale von Lisieux, in Deutschland in dem flachgedeckten Schiff von St. Castor in Koblenz von 1200 und auch sonst noch. In der Kirche des Mont-St.-Michel, die noch im XI. Jahrh. entstanden ist, liegen in jedem Joch des Mittelschiffes, d. h. also zwischen je zwei der dort bis unter das Dach und für die Ankerbalken hinaufgeführten Mittelschiffdienste je zwei gekuppelte Öffnungen, so daß da schon ungefähr der Eindruck eines Triforiums, d. h. der Eindruck einer durchlaufenden Reihe von Öffnungen vorhanden ist. Genau derselben Bildung in späterer Formierung mit Spitzbogen begegnen wir in der 1140 begonnenen, 1168 in den Schiffen vollendeten Kathedrale von Sens, die mit den sechsteiligen Gewölben und den als Säulenpaar gebildeten Zwischenpfeilern ihre normannische Herkunft auch sonst nicht verleugnet, einer ähnlichen weiter in St. Quiriace in Provins usw. Was diese Bildung von der eigentlichen Triforiengalerie unterscheidet, ist das Fehlen der Rückwand, welche das Triforium zu einem schmalen Gange macht, indem sie es von dem Seitenschiffdachraum abtrennt. Die ist irgendwo, wo, wie zu vermuten steht, der hohe Gang noch für den Gottesdienst benutzt und mit Kerzen in der Hand begangen wurde, und wo man ihn feuersicher gestalten wollte, zuerst ausgeführt worden. Im Chor der Abteikirche von St. Leu d'Esserent, der um 1180 erbaut sein mag, finden wir (Abb. 11a) eine solche nachträglich angeordnete Rückwand, die aber nicht die älteste sein wird, und

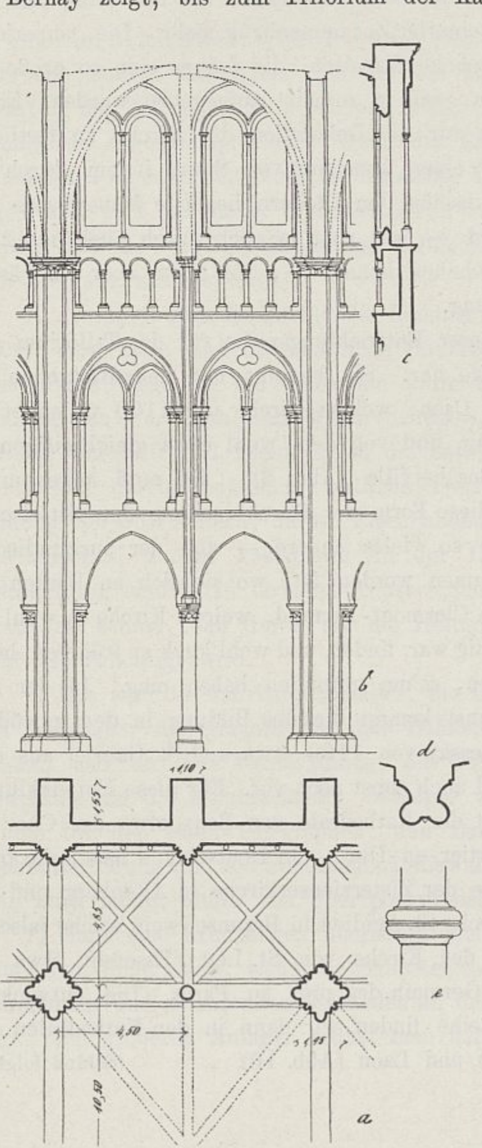


Abb. 9. Kathedrale von Noyon.

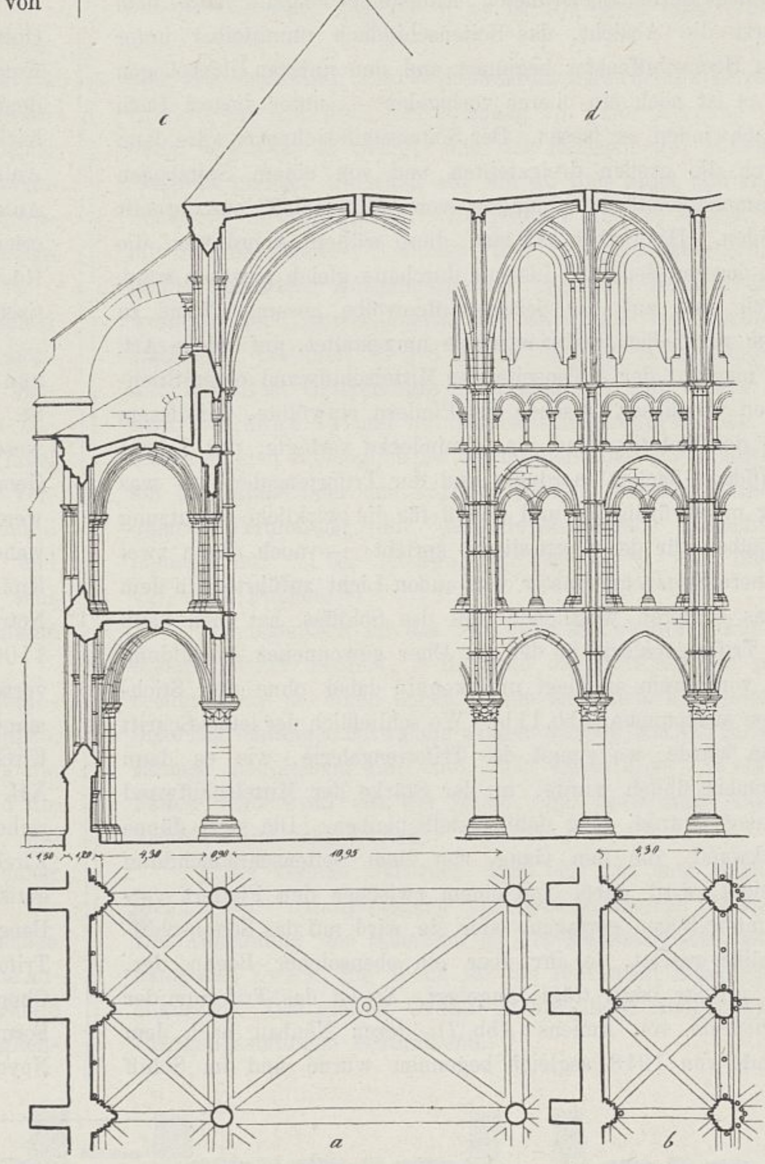


Abb. 10. Kathedrale von Laon.

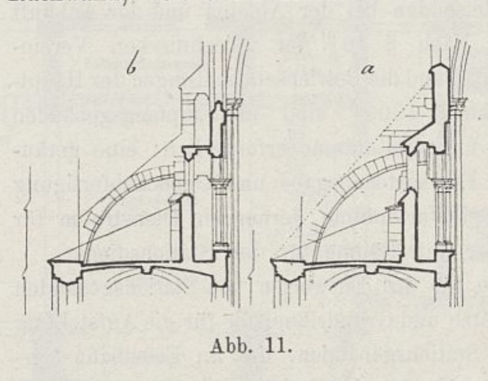


Abb. 11.

hier bildet der Gang den einzigen Weg zu der im Obergeschoß und auf gleicher Höhe angeordneten hohen Kapelle über der mittleren Chorumgangskapelle. Wie das Dachanschlußgesims unter der Sohlbank des Hochschiffenfensters und die für eine Pultdachpfette angeordneten Kragsteine zeigen, hatte man zuerst die Absicht, das Seitenschiffdach unmittelbar unter dem Hochschiffenster beginnen und den unteren Strebebogen — es ist noch ein oberer vorhanden — unter diesem Dach verschwinden zu lassen. Der Seitenschiffdachraum wäre dann durch die großen dreigeteilten und von einem Spitzbogen zusammengefaßten Öffnungen vom Mittelschiff aus erhellt worden. Dann aber hat man diese frühere Anordnung, die also der von Sens und Lisieux durchaus gleich gewesen wäre, durch eine auf das Seitenschiffgewölbe gesetzte Wand zu einer wirklichen Triforiengalerie umgestaltet, auf solche Art, daß man auf der Außenseite der Mittelschiffwand einen Stichbogen vor dieser zwischen den Pfeilern einwölbte, auf diesem und der Triforienwand eine Steindecke verlegte, das Seitenschiffdach flacher anordnete und der Triforiengalerie — was sehr merkwürdig ist und gewiß für die wirkliche Benutzung derselben für den Gottesdienst spricht — noch durch zwei kleinere Spitzbogenfenster von außen Licht zuführte. In dem etwas späteren westlichen Teil des Schiffes hat man dann die Triforiengalerie in der am Chor gewonnenen Ausbildung von vornherein angelegt und konnte dabei ohne den Stichbogen auskommen (Abb. 11 b). Wo schließlich der letzte Schritt getan wurde, wo zuerst die Triforiengalerie, wie es dann allgemein üblich wurde, in der Stärke der Mittelschiffwand angelegt wurde, mag dahingestellt bleiben. Die stets dünne Rückwand, die den Gang von dem Seitenschiffdachraum scheidet, wird dabei von einem zwischen den Pfeilern verspannten Bogen getragen, oder sie wird auf das Seitenschiffgewölbe gesetzt, in ihr aber ein ebensolcher Bogen, der, was auf ihr liegt, trägt, angelegt. So ist das Triforium der Kathedrale von Amiens (Abb. 7), deren Neubau nach dem Brande von 1218 sogleich begonnen wurde und im Schiff bis auf die Gewölbe und die Hochschiffenster bis 1230 vollendet gewesen sein muß, gestaltet und ist die späte Prägung einer Bildung, die um 1040 in Bernay und etwas später in Mont-St.-Michel zuerst erschienen.

Bei diesen späteren Bauwerken hat der Gang mit dem Gottesdienst keinerlei Zusammenhang mehr. Die „superiora“, Emporen und hohe Kapellen, die früher eine so große Bedeutung hatten, sind ja zumeist aufgegeben worden. Er erleichtert etwa nur die Dekoration der Kirche zu festlichen Anlässen, hat einen konstruktiven Sinn, indem durch die Anlage die zwischen den Pfeilern liegende Mauermasse sehr erleichtert wird — was aber ja auch durch Aushöhlung der Rückseite geschehen konnte —, vor allem aber eine ästhetische Bedeutung.

Neben dieser Entwicklungsreihe für das Triforium geht nun eine zweite her. Sie beginnt mit den Bildungen von St. Nicolas in Caen, welche Kirche um 1100 vollendet gewesen sein mag, und von dem wohl etwa gleichzeitigen St. Georges in Boscherville (Abb. 8). Es muß angenommen werden, daß diese Form der Durchbrechung der Mittelschiffwand — wie so vieles andere — aus der burgundischen Kunst übernommen worden ist, wo sie sich an Bauten wie Notre-Dame in Clermont-Ferrand, welche Kirche ja wohl um 1100 schon fertig war, findet, und wohl auch an früheren, heute verschwundenen, schon gefunden haben mag. In der normannischen Kunst kommt dieselbe Bildung in den gewölbten Kirchen von Lessay von 1100 etwa und St. Gabriel aus dem XII. Jahrh. und auch sonst noch vor. Für diese Entwicklungsreihe entspricht der Kathedrale von Sens etwa der Chor der Kirche von Mortier-en-Dur — in Deutschland haben die frühgotischen Chöre der Zisterzienserkirche in Altenberg und der Benediktinerkirche St. Ägidien in Braunschweig solche falschen Triforien —, der Kirche von St. Leu d'Esserent etwa der Chor von St. Germain des près zu Paris. Die entwickelte Form dieser Reihe finden wir dann in den Kathedralen von Noyon (Abb. 9) und Laon (Abb. 10). (Schluß folgt.)

Das Entwerfen und der Bau der Eisenbahn-Empfangsgebäude.

Vom Baurat Cornelius in Berlin.

Empfangsgebäude sind diejenigen Eisenbahnhochbauten, welche von den Reisenden bei der Abfahrt und der Ankunft betreten werden. Nach § 49[1] der „Technischen Vereinbarungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Haupt- und Nebeneisenbahnen 1909“ sind in Empfangsgebäuden größerer Stationen folgende Räume erforderlich: eine geräumige Vorhalle mit Fahrkartenausgabe und Gepäckabfertigung und wenigstens zwei Warteräume, ferner ein Dienstraum für den Stationsvorsteher und Räume für den Stationsdienst.

Die Grundlage für das Entwerfen von Stationsgebäuden bilden die: Grundsätze und Grundrißmuster für die Aufstellung von Entwürfen zu Stationsgebäuden, die im Eisenbahn-Verordnungsblatt 1901, Nr. 32 veröffentlicht sind.

Sie lauten:

1. Anwendung der Grundsätze und Grundrißmuster.

Beim Entwerfen von Stationsgebäuden, sowie bei umfangreicheren Um- und Erweiterungsbauten von solchen sind die nachstehenden Grundsätze und Grundrißmuster zu beachten und als Anhalt zu benutzen, sofern nicht etwa bei größeren Anlagen und besonderen Verhältnissen Abweichungen notwendig werden[1]), die dann bei der Vorlage näher zu begründen sind.

I. Allgemeine Grundsätze.

2. Allgemeine Anordnung der Räume im Stationsgebäude.[2])

Das Stationsgebäude ist derart anzuordnen[3]), daß der Reisende nach dem Eintritt in das Gebäude die Lage der

[1]) Die Abweichungen werden meist durch die Lage z. B. bei Inselbahnhöfen, oder durch die Eigenart des Verkehrs, z. B. bei Stadt- und Vorortbahnhöfen, bedingt; vgl. auch Abschnitt II Grundrißmuster der „Grundsätze usw.“ sowie die Fußnoten [114]) bis [120]).

[2]) Über die Lage der Stationsgebäude bestimmt die „Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahn-Stationen 1905“

wichtigsten Räume[4]) überblicken kann und daß auf dem Wege zum Fahrkartenschalter, zur Gepäckabfertigung und zu den Warteräumen oder unmittelbar zum Bahnsteige eine Kreuzung der Verkehrsrichtungen möglichst vermieden wird.[5])

Da rechts ausgewichen zu werden pflegt, so ist der Fahrkartenschalter und die Gepäckabfertigung tunlichst zur Rechten des Eintretenden anzuordnen.[6])

Wird der Fahrkartenschalter, wie dies auf kleinen oder Übergangsstationen zweckmäßig sein kann, zunächst dem Bahnsteig angelegt[7]), so ist für einen unmittelbaren

---

im § 8 Abs. 2 folgendes: „Das Empfangsgebäude ist auf der Seite der Station anzulegen, von der der Hauptverkehr zu erwarten ist, sofern nicht besondere örtliche oder Betriebsverhältnisse dagegen sprechen. Wenn das Empfangsgebäude in der Nähe eines in Schienenhöhe liegenden Wegeüberganges angeordnet wird, so ist es tunlichst soweit von diesem abzurücken, daß die vor dem Bahnsteige haltenden Personenzüge den Übergang nicht sperren."

[3]) Als Hauptgrundsätze für die Raumanordnung können gelten: eine klare und übersichtliche Raumverteilung, möglichst kurze Wege für die Reisenden unter tunlichster Vermeidung von Umwegen und Wegkreuzungen, reichliche Zuführung von Luft und Licht bis in die entlegensten Winkel und Ecken durch senkrechte seitliche Fenster unter Vermeidung von Oberlichtern, die bei Eisenbahnbauten zu schnell verschmutzen, zudem kostspielig in der Herstellung und Unterhaltung sind. Bei farbigen Kunstverglasungen ist sehr darauf zu achten, daß durch sie die Helligkeit der Räume nicht beeinträchtigt wird.

[4]) Das sind die Fahrkartenschalter, die Gepäckannahme- und -ausgabe, der Zugang zu den Bahnsteigen (Treppen, Tunnel) und zu den Warteräumen, der Pförtnerraum, die Fahrpläne und die Abfahrtstafeln. Weniger wichtig sind die Räume für den Bahn-Telegraphen, den Bahnvorstand, die Auskunfterteilung und die Fundsachenaufbewahrung, die daher denn auch häufig hinter den Sperrposten liegen.

[5]) Ganz sind Kreuzungen überhaupt nicht zu vermeiden namentlich nicht dann, wenn die Bahnsteigsperre für die ankommenden und abfahrenden Reisenden an der gleichen Stelle liegt. Bei größeren Anlagen ordnet man daher zur möglichsten Einschränkung von Verkehrskreuzungen häufig getrennte Sperren für den Ein- und Ausgang an. Der Ausgang wird dann möglichst so gelegt, daß der Reisende auf kürzestem Wege in gerader Richtung auf ihn zu und nicht erst an den Schaltern vorüber geführt wird (Abb. 1 und 2). Auch Orte mit starkem Markt-, Sonntags- und Ausflugsverkehr erhalten häufig besondere Ausgangssperren, die nach Bedarf benutzt werden. Die „Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen" bestimmt in § 8 Abs. 7 darüber: „Bei Stationen mit lebhaftem Ortsverkehre sind tunlichst getrennte Zu- und Abgänge zu und von den Bahnsteigen vorzusehen. Die letzteren sind womöglich so anzuordnen, daß sie unmittelbar auf die Straße oder den Vorplatz führen, wobei auf eine bequeme Verbindung mit der Gepäckausgabe Bedacht zu nehmen ist." Über letztere vgl. Fußnote[53]). Im übrigen vgl. auch Fußnote[54]).

[6]) Gelegentlich ist das nur unter Aufwendung erheblich höherer Mittel möglich, z. B. wenn das Gebäude mit seiner rechten Seite an einen hohen Damm anschließt und umständliche Einrichtungen notwendig werden würden, um den Schalterräumen ausreichend Luft und Licht zuzuführen. In solchen Fällen wird wohl von der Regel, der Anordnung auf der rechten Seite, abgewichen.

[7]) Bei kleinen Stationen dient die Tür zum Bahnsteig gleichzeitig als Haupteingang (vgl. Grundrißmuster 1 Abb. 13). Die Anordnung des Schalters an der Bahnsteigseite verfolgt dann den Zweck, die Wege für die Reisenden möglichst abzukürzen. Der gleiche Grund ist für diese Anordnung auf Übergangsstationen bestimmend.

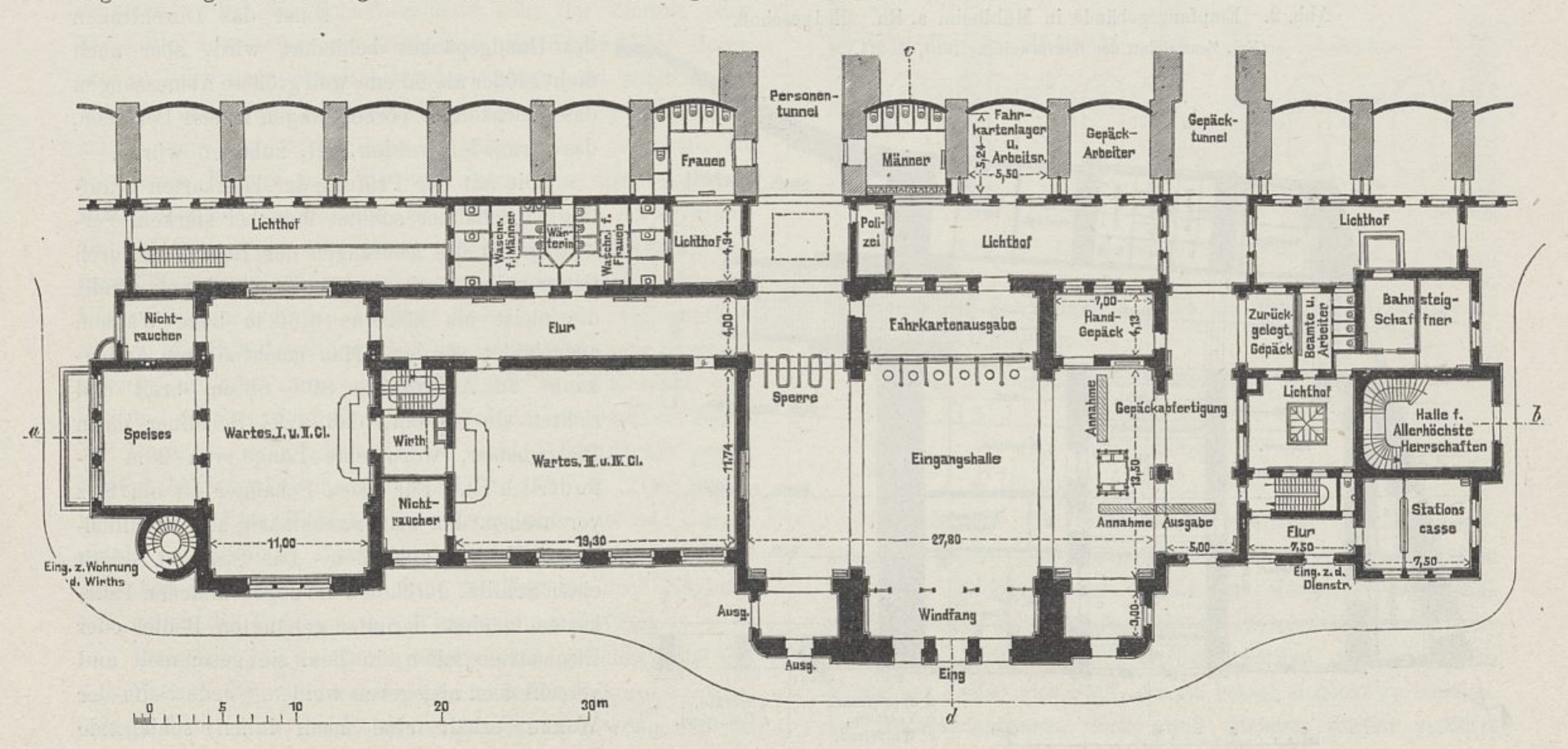


Abb. 1. Eisenbahnempfangsgebäude in Koblenz. Erdgeschoß.
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 290.)

Ausgang von der Gepäckabfertigung nach dem Bahnsteig[8]) zu sorgen.

3. Fahrkarten-Prüfung.[9])

Die Zahl der Ein- und Ausgänge[10]), an denen die Fahrkarten geprüft werden, richtet sich nach der Art und Stärke des Verkehrs.[11]) Bei der Anordnung ist Vorsorge zu treffen, daß zur Fahrkartenprüfung möglichst wenig

[8]) Das Gepäck soll nicht durch die Eingangshalle oder die Diensträume befördert werden müssen; auch soll der Ausgang zum Bahnsteig oder zur Bahnsteigtreppe so gelegt werden, daß die Gepäckstücke hinter den Sperrposten hindurch befördert werden können (Abb. 3), vgl. auch Fußnote [9]).

[9]) Die „Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahn-Stationen" bestimmt im § 8 Absatz 6: „Bahnsteigsperren müssen eine dem stärksten Verkehre entsprechende Anzahl von Durchgängen erhalten, die so zu verteilen sind, daß die Wege möglichst kurz sind und sich möglichst wenig kreuzen. Die Verbindung zwischen den Diensträumen und dem Bahnsteige soll durch die Bahnsteigsperre möglichst wenig behindert werden", vgl. Fußnote [5]) und [8]).

[10]) Vgl. Fußnote [5]) und [12]).

[11]) Für den Ausgang sind, weil die Reisenden hier mit dem Zuge auf einmal gleichzeitig ankommen und gegen die Sperre drängen, mehr Durchgänge vorzusehen als für die abfahrenden Reisenden, die sich allmählich versammeln; doch genügen in der Regel auch für den stärksten Ankunftverkehr auf Endbahnhöfen vier Durchgänge.

a Waschraum, *b* Vorraum, *c* Wärterin, *d* Auskunft, *e* Buchhändler, *f* Fernsprecher, *g* Tresor, *h* Gepäckkasse, *i* zurückgelegtes Gepäck, *k* zurückgelegte Fahrkarten, *l* Beamtenabort.

Abb. 2. Empfangsgebäude in Mühlheim a. Rh. Erdgeschoß.
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 211.)

Der Fall, daß Abfahrt und Ankunft verschiedener Züge zur selben Zeit auf demselben Bahnsteig zusammenfallen, wird zu den Ausnahmen gehören. Im allgemeinen werden also vier Durchgänge genügen. Die Breite des Durchganges soll nicht kleiner als 60 cm sein, weil sonst das Durchtragen des Handgepäckes behindert wird, aber auch nicht größer als 65 cm, weil größere Abmessungen das gleichzeitige Vorbeidrängen zweier Personen, das vermieden werden soll, zulassen würde.

Die mit der Prüfung der Fahrkarten beauftragten Schaffner schützt man bei starkem Verkehr gegen das Andrängen der Reisenden durch Gitter oder — besser — durch Schutzwände, die meist als hölzerne 0,80 m hohe Wannen ausgebildet werden. Man macht sie von Außenkante zu Außenkante 80 — 85 cm breit und richtet sie so ein, daß zwei Schaffner darin Platz haben, wozu eine Länge von 2 m erforderlich ist. Für jeden Schaffner ist ein Sitz vorzusehen, den man zweckmäßig als verschließbaren Kasten ausbildet. Das Sitzbrett erhält einen Schlitz, durch den die abgenommenen Fahrkarten in einen darunter gehängten Beutel oder Blechkasten fallen, in dem sie gesammelt und verschlossen abgegeben werden. Jede Seite der Wanne erhält eine nach innen schlagende Tür unmittelbar vor dem Stand des betreffenden Schaffners, damit er bei etwaigen Unregel-

a Besenraum, *b* Vorraum, *c* Wartefrau, *d* Geräte, *e* Geldspind.

Abb. 3. Empfangsgebäude in Köpenick. Erdgeschoß.
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 574.)



Abb. 4. Kopfbahnsteig des Bahnhofs Rennbahn mit den Sperren und der Empfangshalle.
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 557.)

Personal gebraucht wird, z. B. bei schwachem Verkehr für alle Klassen und für Zu- und Abgang ein Bediensteter

---

mäßigkeiten leicht hinaus und hinter den betreffenden Reisenden her laufen kann. Die Langseiten der Wannen, an denen die Schaffner ihre Lochzangen von festgeklemmten Pappteilchen auszuklopfen pflegen, erhalten oben eine Einfassung mit einem Winkel- oder Flacheisen, damit das Holz durch die Schläge nicht beschädigt wird. Die Wannen erhalten einen hölzernen Fußboden, um die Beamten gegen Kälte und Nässe besser zu schützen. Sind die Schaffnerstände sehr der Zugluft oder der Kälte ausgesetzt, so führt man die Kopfwände, deren oberen Teile dann verglast werden, höher und schließt die Wannen oben durch eine Holzdecke ab. An den Längsseiten bringt man fest zuknöpfbare Vorhänge oder zur Seite zu schiebende Fenster an. Häufig richtet man diese Aufsätze zum Abnehmen im Sommer ein, weil sie bei der Prüfung der Fahrkarten als sehr lästig wegen der Behinderung der freien Bewegung empfunden werden, zudem auch häufig zu Klagen über mangelnde Lüftung Anlaß geben. Gelegentlich werden die Schaffnerstände bei Vorhandensein einer Sammelheizung an diese angeschlossen. Läßt es sich nicht vermeiden, die Sperre im Freien anzuordnen, so wird sie nebst den Durchgängen möglichst durch kleine Schutzdächer gegen Niederschläge und Sonnenglut geschützt (Abb. 4). Das Eisenbahn-Nachrichten-Blatt 1907 bestimmt auf Seite 84: „Auch durch zweckmäßige Bauart und Aufstellung der Schaffnerhäuschen ist darauf hinzuwirken, die Beamten nach Möglichkeit gegen die Unbilden der Witterung zu schützen."

Zwischen je zwei Durchgängen ist in gleicher Höhe mit den Wannen eine mindestens 10 cm breite Schranke vorzusehen, damit sich die Reisenden, namentlich wenn sie die Durchgänge in entgegengesetzter Richtung benutzen, nicht gegenseitig belästigen. Schließt die Sperre mit einem Durchgang an der Wand ab, so ist in 15—30 cm Abstand von dieser eine Führungsleiste anzuordnen, damit die Reisenden sich nicht an der Wand klemmen und auch nicht mit dem Handgepäck an ihr schrammen. Soll, wie bei Sperren mit drei Durchgängen, hinter der Führungsleiste ein Bediensteter Platz finden, so ist sie mindestens 55 cm von der Wand entfernt anzuordnen, oder die Wand wird entsprechend ausgenischt. Innerhalb der Wannen etwa befindliche Stützen oder dergleichen sind der Wannenbreite zuzurechnen. Hier-

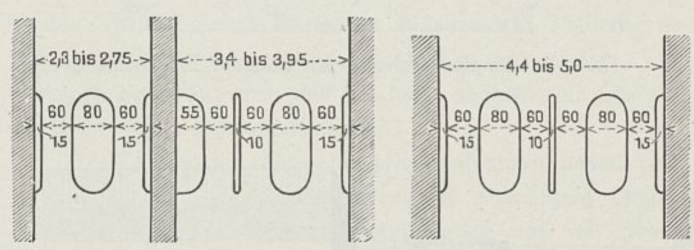


Abb. 5. Anordnung der Bahnsteigsperren.

nach ergeben sich folgende Maße als Mindestbreiten für die Sperranlagen (Abb. 5):

für 2 Durchgänge 2,30—2,75 m Breite.
„ 3 „ 3,40—3,95 „ „
(bei Ausnischung 3,00 „ „)
„ 4 Durchgänge 4,40—5,00 „ „

Durchgänge, die nicht benutzt werden, sind durch aufklappbare Gitter oder Stangen oder durch vorgehängte Ketten und eine Tafel mit der Aufschrift „Gesperrt" zu kennzeichnen. Die Ketten, die nicht zu schwach genommen werden dürfen, weil sie sonst zerrissen werden, umwickelt man häufig mit Leder oder Stoff, um sie besser sichtbar zu machen. Die zurückklappbaren Gitter und Stangen dürfen geöffnet keine hervorragenden Teile haben, an denen Reisende sich stoßen könnten; ebenso ist dafür zu sorgen daß die Reisen-

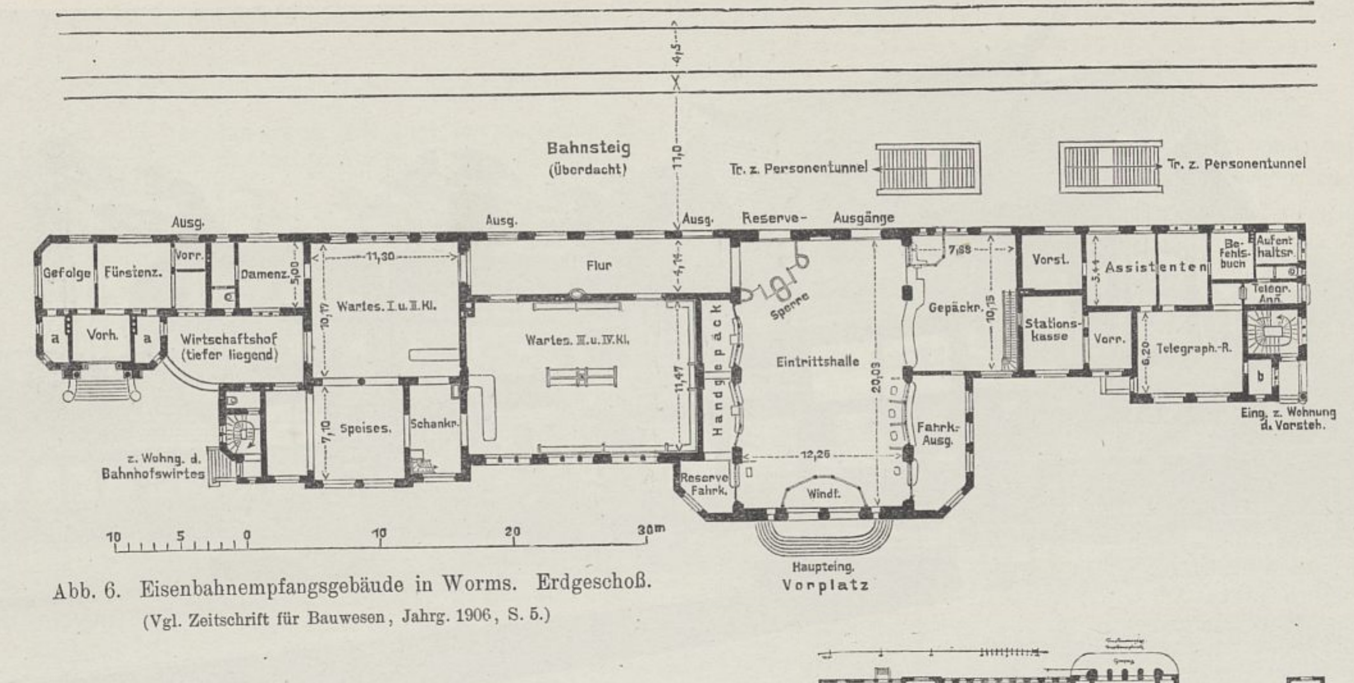


Abb. 6. Eisenbahnempfangsgebäude in Worms. Erdgeschoß.
(Vgl. Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1906, S. 5.)

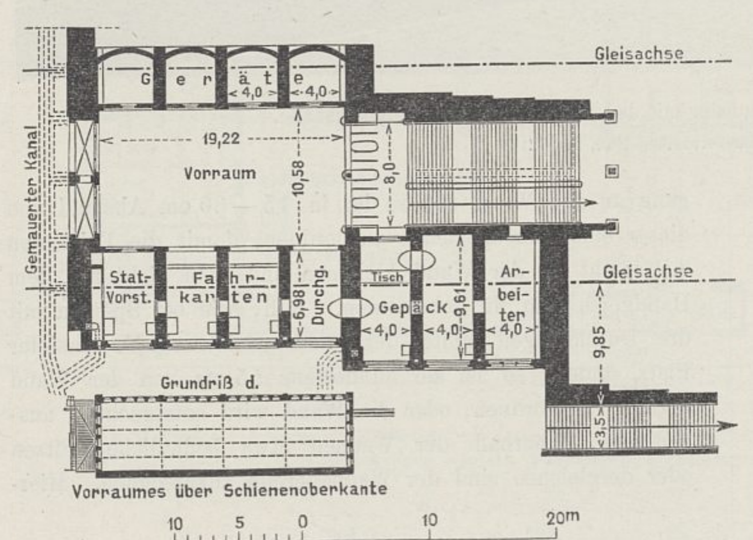


Abb. 7. Empfangsgebäude auf Bahnhof Friedrichshagen.

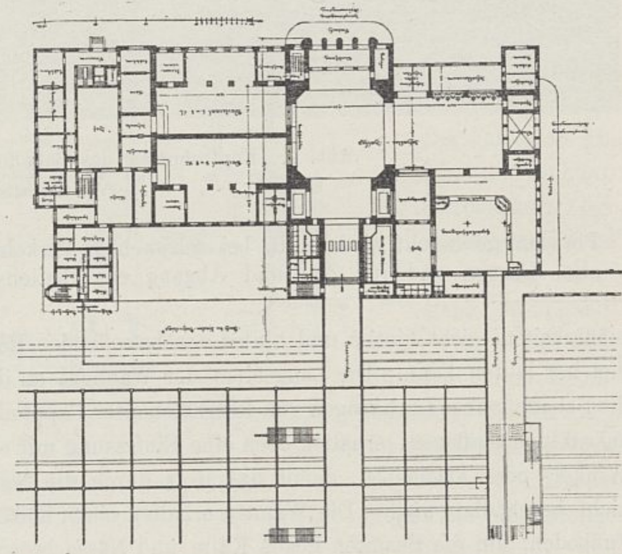


Abb. 8. Entwurf für das Empfangsgebäude auf dem Hauptbahnhof in Darmstadt. Erdgeschoß.
(Verf. Prof. Klingholz.)
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 118.)

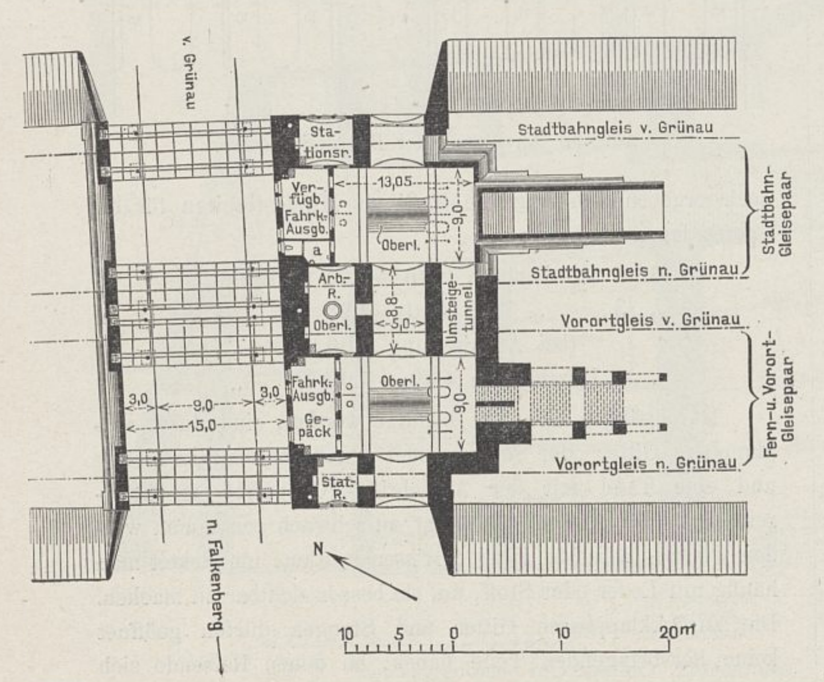


Abb. 9. Haltestelle Grünau. Erdgeschoß. Nördlicher Aufgang.

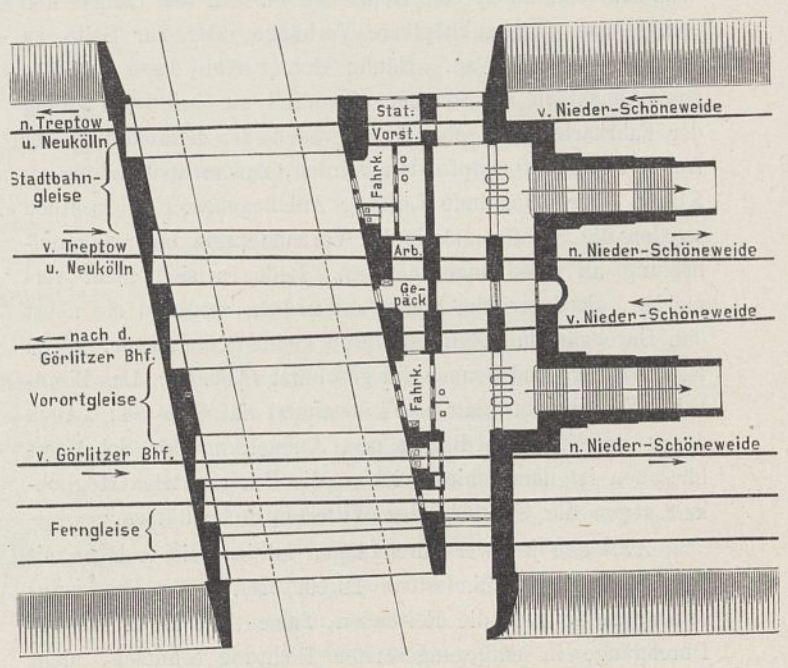


Abb. 10. Haltestelle am Baumschulenweg. 1 : 700.

ausreicht.[12]) Wo die Bahnsteigsperre, wie zur Zeit auf den Nebenbahnen, noch nicht eingeführt ist, ist in den Entwürfen auf die spätere Einführung Rücksicht zu nehmen.[13])

4. Absperrung der Warteräume.[14])

Die Einbeziehung der Warteräume in die Absperrung setzt voraus, daß die Fahrkartenschalter stets geöffnet sind,[15]) so daß den zugehenden Reisenden der Eintritt in die Wartesäle jederzeit ermöglicht ist.[16]) Soweit dies der Fall, wird die Einbeziehung sich in der Regel empfehlen

a) auf Stationen mit Übergangsverkehr, besonders wenn dieser den Ortsverkehr erheblich überwiegt; ferner
b) auf Stationen, wo die Warteräume von den Durchreisenden stark benutzt werden,[17])
c) auf allen Inselbahnhöfen, auf denen die Wartesäle unmittelbar an den Bahnsteigen gelegen sind.

Bei kleinen Stationen mit schwächerem Verkehr empfiehlt es sich im allgemeinen, die Wartesäle im freien Verkehr zu belassen, desgleichen auf Stationen mit nur zeitweise starkem Verkehr (an Markttagen), wenn die Vorhallen und die Flure nur beschränkten Raum bieten.[18])

5. Anordnung und Größe der Warteräume.[19])

Die Warteräume sind in der Regel so anzuordnen, daß sie, insbesondere von den ankommenden Reisenden, nicht als Durchgang benutzt zu werden brauchen.[20]) Hier-

---

den sich in den Ketten nicht verwickeln oder über sie stolpern, weshalb man letztere nicht einfach herunterhängen läßt, sondern aufhängt.

Die Sperrgitter selbst können in Holz oder Eisen ausgeführt werden; die einzelnen Stäbe sind so eng aneinanderzurücken, daß Kinder sich nicht hindurchzwängen können, also in 18 cm Mindestabstand. Die Gitter werden 1,10 m hoch gemacht, damit sie nicht leicht überstiegen werden können. Den oberen Abschluß kann eine Platte bilden, die dann zum Ablegen von Handgepäck dient.

Die Fahrkartensperren müssen sehr gut beleuchtet werden, damit die Schaffner die Aufschriften schnell und gut entziffern können; auch soll weder der Schatten des Reisenden noch der des Bediensteten bei der Prüfung auf die Karte fallen. Man ordnet deshalb bei künstlicher Beleuchtung die Lampen vor der Mitte jedes einzelnen Durchgangs in 25 cm seitlichem Abstand von der betreffenden Wanne an und zwar in mindestens 2,30 m Höhe, damit Reisende mit Gepäckstücken auf den Rücken, mit Sensen, Rechen, Angeln und dergleichen nicht anstoßen. Beispiele von Anordnungen der Bahnsteigsperren bieten die Abb. 6 und 10 bis 12.

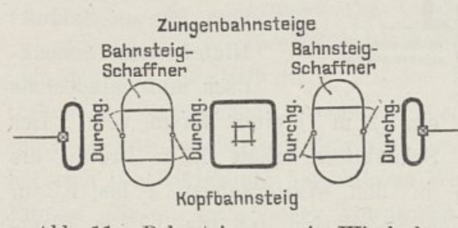


Abb. 11. Bahnsteigsperre in Wiesbaden. 1:150.

[12]) Das wird erzielt durch möglichste Vereinigung an einer Stelle. Als Beispiel diene die Anordnung der Bahnsteigsperren in Grünau und in Baumschulenweg; bei beiden Anlagen können bei starkem Verkehr statt einer gemeinsamen Sperre auch getrennte Sperren in Betrieb genommen werden (Abb. 9 u. 10). Bei Kopfbahnsteigen ordnet man häufig vor jedem Bahnsteigende einen eigenen Sperrposten an, um den Reisenden die Wege möglichst kurz und bequem zu machen. Diese Sperren werden dann je nach Bedarf abwechselnd

benutzt (vgl. Jahrg. 1903, Bl. 37 und Jahrg. 1908, S. 30 d. Zeitschr.), vgl. auch Fußnote [5]).

[13]) Als guter Anhaltspunkt hierfür dienen die „Grundrißmuster" Abb. 13a—e (S. 247), bei denen sämtlich die Einführung der Sperre vorgesehen ist.

[14]) Die Frage, ob die Warteräume in die Sperre einbezogen werden sollen oder nicht, ist im einzelnen Falle auch nach der finanziellen Seite hin zu untersuchen, denn der aus der Verpachtung des Wirtschaftsbetriebes zu erzielende Erlös wird meist wesentlich höher sein, wenn die Wartesäle außerhalb der Sperre liegen als im umgekehrten Falle. Über den Einfluß der Lage der Sperre auf die Größe der Warteräume vgl. Fußnote [30]).

[15]) Und die Sperrposten dauernd besetzt sind.

[16]) Ist dies nicht der Fall, so ist es häufig zweckmäßig, in den Vorhallen und Fluren an Wänden und Pfeilern, soweit es der Raum gestattet, Holzbänke aufzustellen, falls Vorsorge getroffen wird, daß sie nicht obdachlosem Gesindel als Ruhe- oder Wärmplatz dienen.

[17]) Wo also die Züge längeren Aufenthalt haben, oder die Reisenden auf Anschlüsse längere Zeit zu warten haben, und die Warteräume leicht von den Bahnsteigen aus erreicht werden können.

[18]) Auch bei den großen Stationen, namentlich wenn sie Kopfbahnhöfe sind, oder wenn die Bahnsteige unbequem z. B. durch Treppen, zu erreichen sind, werden meist die Wartesäle außerhalb der Sperre angelegt (vgl. Abb. 8 sowie Jahrg. 1891, Bl. 46, und Jahrg. 1908, S. 30, d. Zeitschr.).

[19]) Über die Art und Anzahl der erforderlichen Warteräume vgl. Abschnitt II, 13—15 der „Grundsätze usw."

[20]) Sie erhalten also zweckmäßig außer dem einen Zugang vom Bahnsteig oder von einem Innenflur keinen weiteren Ein- oder Ausgang.

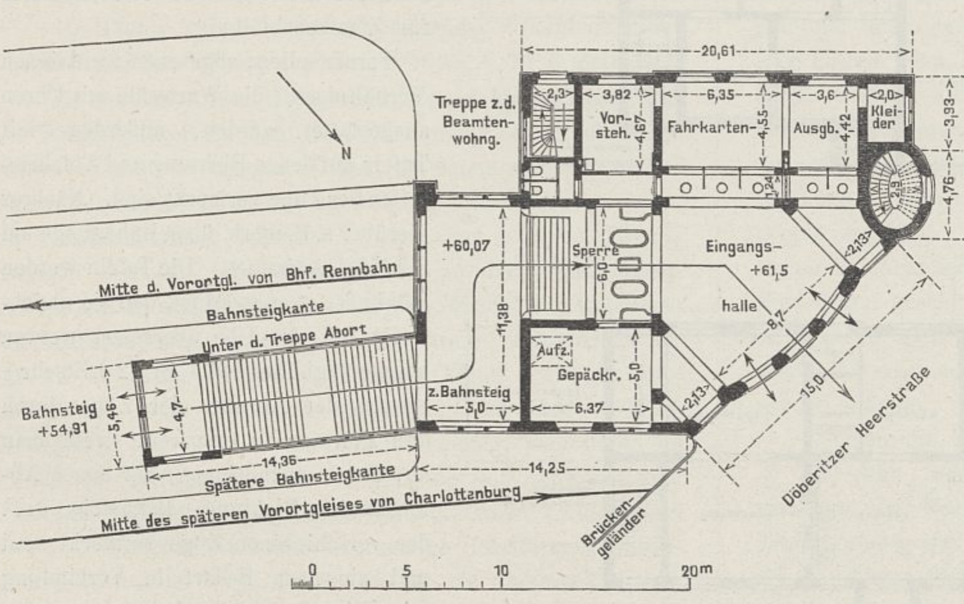


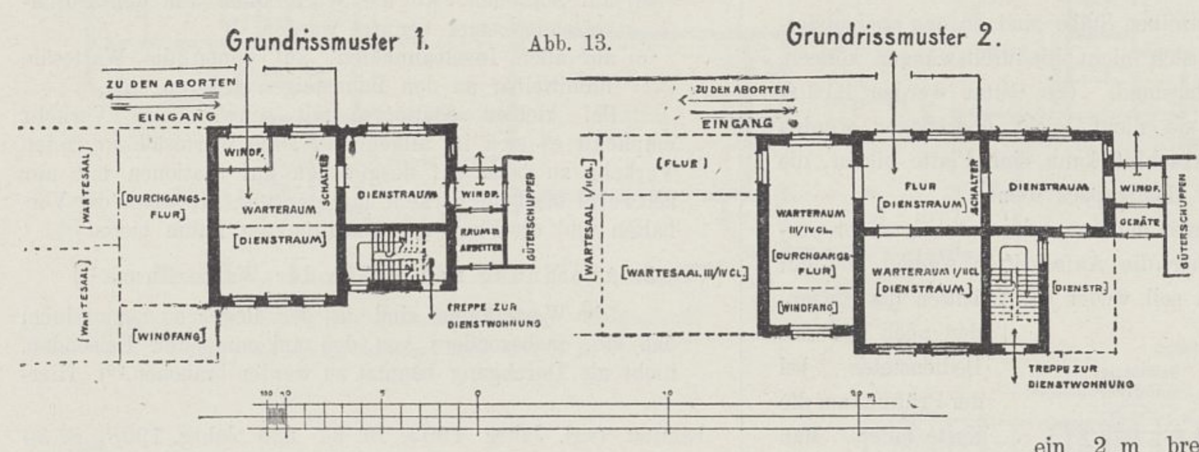
Abb. 12. Grundriß des Empfangsgebäudes auf dem Bahnhof Heerstraße.
(Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 540).

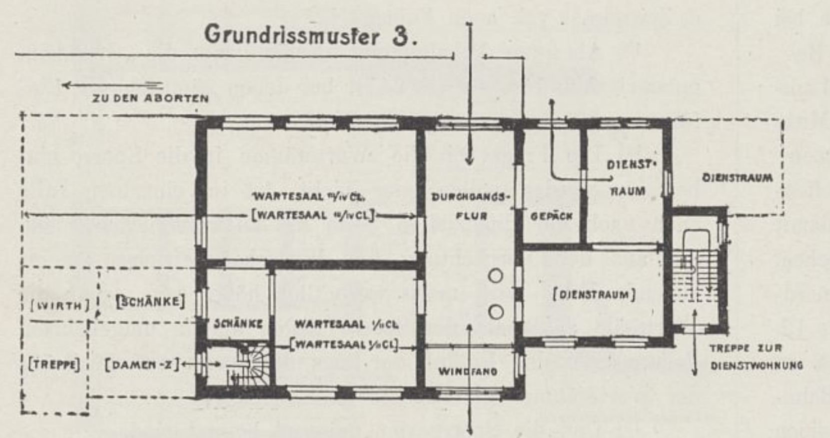
durch wird der Vorteil erzielt, daß die zwischen den Tischen und Stühlen freizuhaltenden Gänge[21]) und dem-Zugang zur Tür und zum Schenktisch einen 3 — 3,5 m breiten Hauptgang frei. Außerdem muß vor dem Schenktisch ein etwa 2,5 m breiter Raum für die bedienenden Kellner bleiben. Der Schenktisch ist ausreichend lang zu bemessen, weil die Bahnhofswirte außer der Bier- und Speiseabgabe meist noch Platz für das Aufstellen und den Verkauf von Kaffee, Likören, Zigarren, Früchten, Schokoladen, Kuchen, Ansichtskarten, belegten Semmeln usw. gebrauchen. Schon in kleinen Verhältnissen wird der Schenktisch 4 m lang, in großen aber 8 m und darüber sein müssen. (Über die Ausbildung der Schenktische vgl. Fußnote [36]) am Schluß.) Hinter dem Schenktisch muß mindestens ein 2 m breiter Raum sein. Der Schenktisch erhält 0,8 m Breite, die übrigen Tische in den Warteräumen 1 bis 1,2 m Breite, für jeden Stuhl sind 0,6 bis 0,75 m Platzbreite zu rechnen. Damit die Stühle bequemes Sitzen ermöglichen, müssen sie 48 cm an Sitztiefe erhalten. Eine recht günstige Raumausnutzung bietet die Stellung der Tische über Eck (Abb. 14) wie sie sich vielfach, namentlich in amerikanischen Speisehäusern, findet. Außer den Tischen und Stühlen werden zweckmäßig glatte Bänke zum Absetzen des Handgepäcks vorgesehen; ferner Kleider- und Schirmständer, Spucknäpfe, Papierkörbe, bei großen Wartesälen Tische zum Absetzen des Geschirres mit Einrichtungen zum Aufbewahren der Eßgeräte, Tisch- und Mundtücher und der gebrauchten Tischwäsche, ferner Schränke zum Wärmen der Teller, Schreibtische, Fernsprechzellen, feuerfeste Behälter für Zigarrenabfälle.

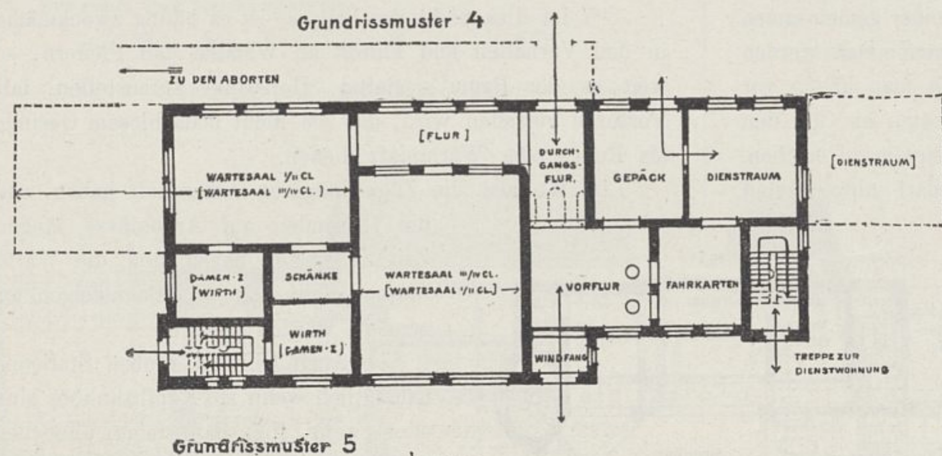
Ferner sollen, abgesehen von kleinen Verhältnissen, die Wartesäle mit Uhren ausgestattet werden, außerdem mit Tafeln auf denen Richtung und Abfahrtszeiten der Züge vermerkt sind. (Näheres hierüber s. Bemerk. über Bahnsteige am Schluß d. Aufsatzes.) Die Tafeln werden möglichst so angeordnet, daß sie gleichzeitig mit der Uhr übersehen werden können (vgl. Jhrg. 1904, Bl. 22 d. Ztschr.).

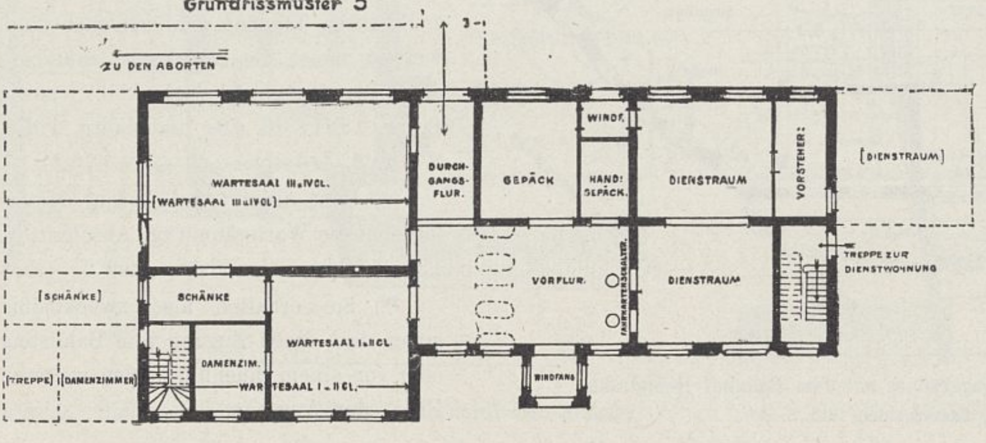
Um das Abrufen der Züge durch den Pförtner zu ersparen, strebt man an, Tafeln anzubringen, auf denen Abfahrtszeit, Richtung, Bahnsteig usw. der verschiedenen Züge vermerkt sind und die nach Bedarf in Verbindung mit Klingelzeichen erleuchtet werden (vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 323

Abb. 13.









[21]) Als Gangbreite zwischen zwei Tischreihen wird einschließlich der Stühle ein Maß von 2 m anzustreben sein, zwischen der Wand und der nächsten Tischreihe 1,2 m; in großen Wartesälen läßt man ferner in der Mitte oder als

entsprechend die Abmessungen der Warteräume überhaupt eingeschränkt und letztere gegen Zugluft besser geschützt werden können.[22])

---

und 399). Nach dem Eisenbahn-Nachrichten-Blatt 1910, S. 99/100 haben sie sich, wenn sie auch wirtschaftliche Vorteile nicht bieten, sehr bewährt, besonders durch die erhöhte Eindringlichkeit und Dauer des Abrufes und die Vermeidung von Beschwerden über undeutliches Abrufen.

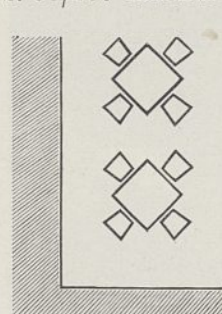


Abb. 14. Tischanordnung in Warteräumen.

Die Wände der Warteräume werden mit Leisten in etwa 2,5 m Höhe versehen, an denen die vielfach wechselnden Aushänge und Ankündigungen angebracht werden können, ohne daß die Wände beschädigt werden. Das Anbringen von Geschäftsanzeigen ist nur insoweit in beschränktem Maße zugelassen, „als dadurch die Mitteilung der den Eisenbahnverkehr betreffenden dienstlichen Bekanntmachungen, Fahrpläne, Anschriften usw. nicht beeinträchtigt wird.“*) Sehr bewährt hat sich die Bekleidung der unteren Wandteile mit glasierten Fliesen, die ein gründliches Abwaschen gestatten.

Als Fußboden für die Wartesäle hat sich Stabfußboden aus Hartholz bewährt. Hinter dem Schenktisch und in etwa 2 m Breite vor ihm wird der Boden zur leichteren Sauberhaltung von abtropfendem Bier und dergleichen mit rauhen, das Ausgleiten verhindernden Fliesen belegt.

Oft wird über schlechte Luft in den Wartesälen geklagt, weil vielfach die in den Fenstern angebrachten Klappen nicht ausreichen, um die mit Tabaksqualm vermengte Luft zu entfernen, oder nicht geöffnet werden können, ohne Beschwerden der Reisenden über Zugluft hervorzurufen. Es empfiehlt sich daher, besondere Lüftungseinrichtungen anzuordnen. Bei kleinen Verhältnissen genügen hierzu Dunstrohre, wenn nötig unter Zuhilfenahme von Lockflammen, bei größeren muß durch elektrische oder andere Luftsauganlagen für schnelle und gründliche Abführung der verbrauchten Luft gesorgt werden.

[22]) Häufig werden trotzdem besondere Windfänge nicht entbehrt werden können (vgl. Jahrg. 1908, S. 27 d. Zeitschr.).

Es sei bei dieser Gelegenheit darauf hingewiesen, daß die Eingangstüren zu den Wartesälen nicht als zweiflügelige Türen ausgebildet werden sollten, bei denen meist ein Flügel dauernd geschlossen bleibt, so daß sich die Reisenden durch die verhältnismäßig schmale Öffnung des anderen Flügels drängen müssen. Die Zugangstüren zu den Warteräumen sollten mit Rücksicht auf das von den Reisenden mitgeführte Handgepäck nicht unter 1 m lichte Breite erhalten; besser ist 1,2 m Breite, wofür einflügelige Türen noch genügen, namentlich wenn sie nicht übermäßig hoch sind; größere Höhen als 2,2 — 2,5 m sind unzweckmäßig, weil dann die Flügel zu schwer werden, so daß sie von schwächlichen Personen nur schwierig geöffnet werden können. Aus diesem Grunde vermeidet man auch übermäßige Holzstärken; im allgemeinen werden 4 cm als Stärke für die Rahmhölzer aus-

---

*) Eisenbahn-Verordnungsblatt 1898 Nr. 2 unter 9.

Es empfiehlt sich, alle Warteräume an einer Seite des Eingangs zu vereinigen[23]) und, wenn die Warteräume in der Längsrichtung des Gebäudes hintereinander gelegt werden[24]), den hinten angelegten oder auch alle Warteräume vom Eingangsflur durch einen an der Bahnsteigseite

---

reichen. Die Türen erhalten selbsttätige Türzuwerfer, damit sie nicht offen stehen bleiben und Zugluft verursachen.

Wird ein Windfang mit Spieltüren angeordnet, so sind auch hier zweiflügelige Pendeltüren zu vermeiden, weil durch das plötzliche Zurückschlagen des geöffneten Flügels leicht die folgenden Benutzer der Tür verletzt werden können. Um das zu vermeiden, verwandelt man durch einen zwischengestellten, etwa 50 cm breiten Teil die zweiflügelige Tür in zwei einflügelige Türen (Abb. 15). Um die Pendeltüren bei sehr starkem Verkehr aufstellen zu können, erhalten sie Kantenriegel, auch wird wohl der zwischengestellte feste Teil für diesen Fall herausnehmbar eingerichtet. Als Beschlag für Pendeltüren haben sich die „Bommerbänder“ und ähnliche Bänder bewährt.

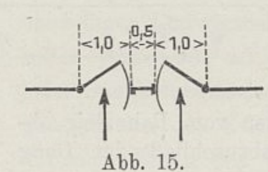


Abb. 15.

Beim Anschlagen der Türen tut man gut, als Grundsatz festzuhalten, daß die Türen gewöhnlich mit der rechten

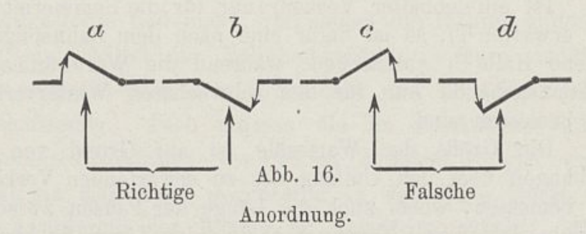


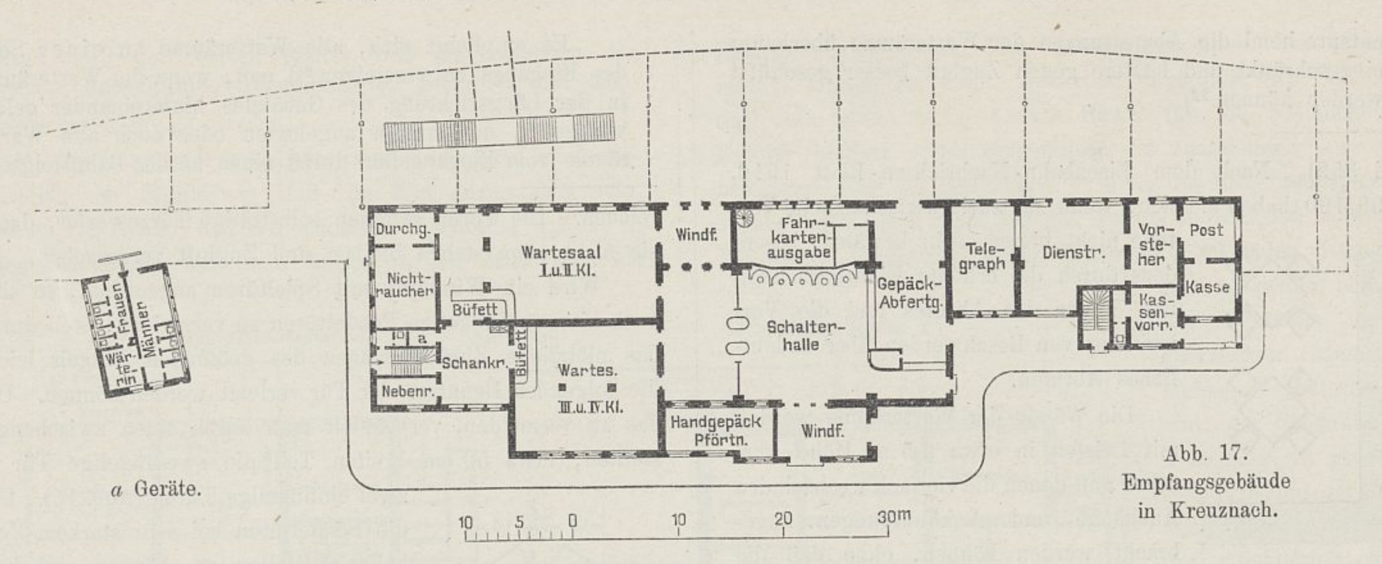
Abb. 16. Anordnung.

Hand aufgedrückt, mit der linken aufgezogen werden (Abb. 16). Man wird z. B. stets beobachten können, daß bei einer Anordnung nach *d* jedermann zunächst versuchen wird die Tür aufzudrücken und erst, wenn sich dies als vergeblich erweist, die Tür durch Ziehen öffnet. Durch solche anscheinend unbedeutenden unrichtigen Anlagen können sehr viel ärgerliche Aufenthalte und Verkehrsstörungen verursacht werden.

Die Türen werden sehr durch Gepäckstücke an den Kanten und im unteren Teil durch das Aufstoßen mit den Füßen beschädigt. Man bekleidet sie daher zweckmäßig seitlich und unten beiderseitig mit Eisen- oder Messingblechen. Die Kanten der Türleibungen werden durch Kanteneisen, hartes Gestein oder dergleichen geschützt. Die Pendeltüren müssen im oberen Teil stets durchsichtig verglast werden, um sehen zu können, ob nicht jemand von der andern Seite die Tür, die man aufdrücken will, in entgegengesetztem Sinne gerade aufstößt. Die Scheiben werden durch Sprossen in kleine Flächen zerlegt und durch Gitter oder Stangen gegen Eindrücken geschützt. Was hier über Wartesaaltüren gesagt ist, gilt in gleicher Weise für die Hauptzugangstüren und sämtliche sonstigen Türen, die von den Reisenden benutzt werden müssen.

[23]) Um die Verkehrskreuzungen einzuschränken.

[24]) Man ordnet, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, die Wartesäle gern so an, daß der zunächst dem Eingang belegene Wartesaal für die Reisenden mit Fahrkarten III./IV. Klasse bestimmt wird, um zu vermeiden, daß diese versehentlich die Wartesäle I./II. Klasse betreten (Abb. 17); vgl. auch Fußnote [139]) bis [142]).



a Geräte.

Abb. 17. Empfangsgebäude in Kreuznach.

anzulegenden Flur[25]) oder durch einen vom Bahnsteig abzuteilenden, durch eine Schranke abzuschließenden Gang zugänglich zu machen.[26])

Die Anordnung des Flures innerhalb des Gebäudes verdient namentlich dann den Vorzug, wenn die klimatischen Verhältnisse des Ortes die Herstellung eines Windfanges vor den Warteräumen ohnehin notwendig machen würden.[27])

Ist ein lebhafter Verkehr nur für die Sommermonate zu erwarten[28]), so ist dafür eine nach dem Bahnsteige zu offene Halle[29]) vorzusehen, während die Warteräume im Stationsgebäude nur für den schwächeren Winterverkehr zu bemessen sind.

Die Größe der Wartesäle ist auf Grund von Erhebungen über den Umfang des zu erwartenden Verkehrs zu bemessen, wobei auch die Länge der Pausen zwischen den in derselben Richtung verkehrenden Zügen zu berücksichtigen ist.[30]) Auf Stationen mit lebhaftem Stadt- oder Vorortverkehr ist nach dem Vorbild der Berliner Stadt- und Ringbahn und der Wannseebahn von der Anordnung eigentlicher Warteräume im Stationsgebäude abzusehen und dem Bedürfnis durch Herstellung von Bahnsteigüberdachungen[31]) und kleinen Warteräumen auf den Bahnsteigen[32]) zu entsprechen.

[25]) Um die Wege zum Bahnsteig nach Möglichkeit abzukürzen.

[26]) Die letztere Anordnung findet sich häufig bei Kopfbahnhöfen; der Gang muß gegen Regen und Wind geschützt werden.

[27]) Vgl. Fußnote[22])

[28]) Wie an Ausflug- oder Badeorten; die Anordnung offener Hallen empfiehlt sich auch, wenn der starke Verkehr nur an einzelnen Tagen, z. B. Markt-, Wallfahrts- oder anderen Festtagen auftritt.

[29]) Bei Anordnung offener Hallen ist die herrschende Windrichtung sorgfältig zu beachten und dafür zu sorgen, daß die Halle gegen Schlagregen geschützt ist.

[30]) Die Größe der Wartesäle mittels Formeln unter Bezugnahme auf die Einwohnerzahl der betreffenden Orte zu bestimmen, ist verschiedentlich versucht worden, doch müssen alle solche Versuche vergeblich sein, weil die Einwohnerzahl nur eine unter den vielen Ursachen ist, die die Größe der Warteräume bedingen. Diese ist unter anderen von der Entfernung des Bahnhofs vom Orte, von der Anzahl der Bahnhöfe des Ortes, von der Art der Wirtschaften im Orte, von der Art und Güte der Bahnhofswirtschaft, von der mehr oder minder dichten Zugfolge, von der Beweglichkeit der Bevölkerung, von der kurzen oder längeren Dauer der Zuganschlüsse, kurz von einer Reihe von Umständen abhängig, die sich der mathematischen Festlegung entziehen. Dazu kommt, daß vielfach durch die Anlage der Bahn und des Empfangsgebäudes selbst eine wesentliche Verschiebung und Veränderung des Verkehrs bedingt wird.

Heutzutage wird es sich meist um die Anlage von Warteräumen auf schon bestehenden Stationen handeln, bei denen sich durch Zählung der Reisenden und durch Beobachtungen die erforderliche Wartesaalgröße feststellen läßt. Es ist aber dabei zu beachten, ob nicht durch Anschluß einer Zweigbahn oder durch Vereinigung mit einem anderen Bahnhof eine Vergrößerung der Warteräume bedingt wird. Eine solche wird meist auch notwendig bei Einrichtung einer Bahnhofswirtschaft, die vielfach die Reisenden zu längerer Ausdehnung des Aufenthalts in den Warteräumen veranlaßt. Von großer Wichtigkeit ist ferner die Entscheidung darüber, ob die Warteräume in die Sperre einbezogen werden sollen oder nicht. Geschieht dies, so ist damit erfahrungsgemäß ein Rückgang in der Zahl der Benutzer der Wartesäle verbunden. Vgl. auch Fußnote[14]).

Für die Anlage von Stationen an neuen Strecken kommen jetzt wohl nur noch kleinere Plätze in Frage, bei denen die erforderliche Größe der Warteräume leicht ermittelt werden kann durch Vergleich mit Orten in der näheren oder weiteren Umgegend, die bereits Stationen besitzen. Als Mindestgröße eines Warteraumes können etwa 20 qm gelten. Als Beispiel sei angeführt, daß die Wartesäle der Empfangsgebäude in Koblenz, Wiesbaden und Frankfurt a. M. rd. 400, 900 und 1500 qm Fläche einnehmen.

[31]) Vgl. Bemerkungen über Bahnsteige und ihre Zugänge am Schluß dieses Aufsatzes.

[32]) Ein Beispiel derartiger Warteräume, wobei das Dach der einstieligen Bahnsteigüberdeckung gleichzeitig das des Warteraumes bildet, ist in Abb. 18 u. 19 dargestellt. Die Durchführung des Rauchrohres durch die hölzerne Dachschalung erfolgt mittels eines tönernen Schutzrohres. Ähnlich werden die Diensträume auf solchen Bahnsteigen gebildet (Abb. 20). Für die Spannwerke des Stellwerkes wird eine Unterkellerung vorgesehen, so daß die Spanndrähte unter den Schienen durchgeführt werden können. Ein Fenster

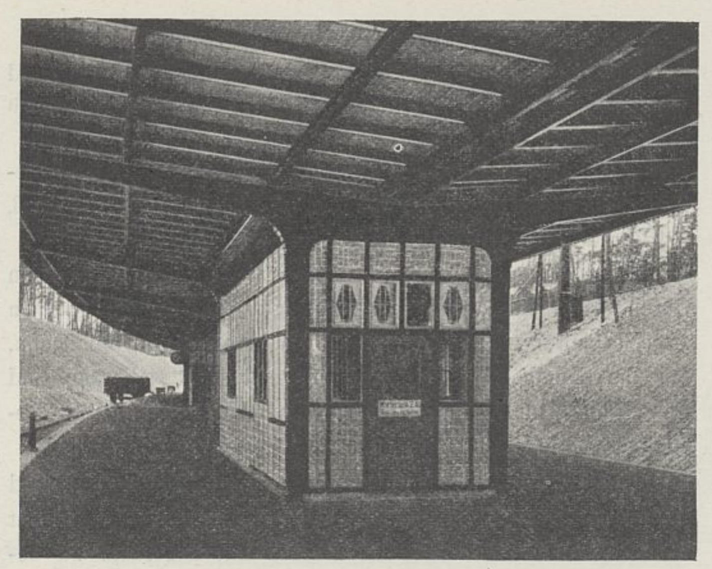


Abb. 18. Warteraum für einstielige Bahnsteigüberdachung.

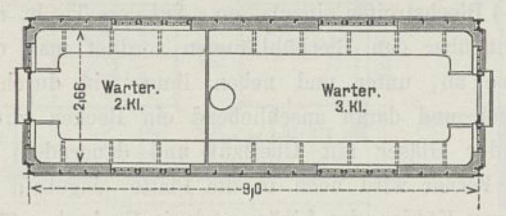


Abb. 19. Stationswartebude.

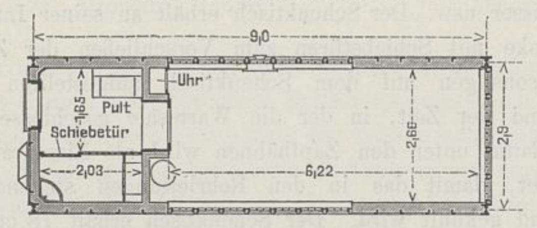


Abb. 20. Stationsdienstgebäude.

6. Bahnhofswirtschaften.

Wenn das Bedürfnis[33]) für die Einrichtung einer Bahnhofswirtschaft vorliegt, so ist der Schankraum in unmittelbarer Verbindung mit beiden Wartesälen[34]) anzuordnen[35]) [36]).

ist zum Verkauf von Zusatzkarten tief hinabzuführen und als Schalter einzurichten. Die Bude wird auf einer oder besser beiden Seiten mit einer Uhr ausgerüstet und außerdem, wenn Wasserleitung vorhanden, mit einem Zapfhahn mit selbsttätiger Entleerung wegen der Gefahr des Einfrierens. An den Außenwänden der Buden bringt man den Stationsnamen und Fahrpläne oder sonstige Bekanntmachungen auf Tafeln an, z. B. die Anzeige von Zugverspätungen. An der Wand des Dienstraumes neben der Tür wird zweckmäßig ein Fach zum Hineinstellen der Handlampe angeordnet, damit deren Licht abgeblendet ist und nicht mit dem eines Signales verwechselt werden kann.

[33]) Ein Bedürfnis wird nur bei lebhaftem Verkehr, bei großer Entfernung von den betreffenden Ortschaften oder beim Fehlen benachbarter Gastwirtschaften anerkannt werden können.

[34]) Jedoch ist dabei zu vermeiden, daß durch den Schankraum von einem Wartesaal in den anderen hineingesehen werden kann.

[35]) Bei größeren Anlagen wird man meist für jeden Wartesaal einen eignen Schankraum anordnen, die dann aber so zusammengefaßt werden müssen, daß ihre Verbindung mit den Küchen usw. gemeinsam wird, weil sonst Aufsicht und Bedienung zersplittert und kostspieliger würden (vgl. Abb. 17 sowie Jahrg. 1903, Bl. 37 und Jahrg. 1908, S. 27 d. Zeitschr.). Gelegentlich kann die Anlage einer besonderen Kaffeeschänke angebracht sein; oder eine besondere Anlage für die Bahnbediensteten und für die Kutscher der die Ankunft der Züge erwartenden Droschken und Wagen; auch ist häufig die Anordnung eines abgeschlossenen Zimmers für den Wirt neben dem Schankraume erwünscht.

[36]) Häufig werden für die Bahnhofswirtschaften ausgedehnte Anlagen notwendig. Auf den Fall, daß mit dem Empfangsgebäude ein Gasthof verbunden wird wie in dem ehemaligen Ludwigsbahnhof in Darmstadt, ein Fall, der äußerst selten vorkommt, sei hier nicht eingegangen. Aber was mit jeder Bahnhofswirtschaft verbunden sein muß, das sind — abgesehen von den Küchenanlagen — die für die Familie und die Angestellten des Wirtes erforderlichen Schlafräume. Als Wohnung für den Wirt genügen meist 3—4, bei größeren Anlagen 5—6 Wohn- und Schlafräume nebst besonderen Aborten, dagegen kann von einer eigenen Küche abgesehen werden. Für die Angestellten sind Schlafräume oft in erheblichem Umfange nötig. Große Bahnhofswirtschaften haben häufig 50 Angestellte und mehr, von denen die Hälfte, mindestens aber ein Drittel im Bahnhofsgebäude wohnen muß und zwar getrennt nach dem Geschlecht und teilweise nach der Beschäftigung. Auch müssen die im Nachtdienst Tätigen gesonderte Schlafräume von den im Tagdienst Tätigen erhalten, damit sie sich nicht gegenseitig in der Ruhe stören. Bei der Anordnung der Räume ist darauf zu achten, daß die Angestellten nicht über freie Dachböden gehen müssen, weil eine große Anzahl von Bränden in Stationsgebäuden auf Unachtsamkeit der Kellner usw. auf Feuer zurückgeführt wird. Für männliche und weibliche Angestellte sind getrennte Aborte erforderlich und wenn möglich getrennte Treppen und Zugänge.

Die Wirtswohnung und die Räume der Angestellten sollen außerhalb der Sperre zugänglich sein, ebenso wie die Räume für den Wirtschaftsbetrieb, mit denen sie durch eine oder mehrere Treppen verbunden werden. (Vgl. den Schluß des ersten Absatzes bei Abschnitt I 10 der „Grundsätze usw.") Neben dem Eingang zu den letzteren ordnet man zunächst ein Geschäftszimmer an, von dem aus jeder, der zur Küche will, durch ein Fenster oder eine Glastür beobachtet werden kann, und in dem die Vorräte, das Fleisch usw. abgeliefert und nachgewogen werden. Die leicht verderblichen Vorräte werden in Speisekammern, die mit Kühleinrichtungen versehen sind, aufbewahrt. Die Kühlung darf nur durch kalte Luft erfolgen, nicht etwa dadurch, daß das Fleisch unmittelbar auf Eis gelegt wird, wodurch Krankheitskeime verbreitet werden können. Die Kühleinrichtungen werden in verschiedenen Formen, oft nach besonderen Patenten, ausgeführt. Meist sind es durch Torf oder ähnliche Mittel geschützte große Eisbehälter mit doppelten Wänden, von denen aus die kalte Luft über die Vorräte streicht. Die Eisbehälter werden so angeordnet, daß sie unmittelbar vom Flur aus beschickt werden können, ohne daß es nötig ist, die Kühlräume selbst zu betreten. Die Türen zu diesen werden als Doppeltüren ausgebildet, von denen die innere Tür ebenfalls gegen Wärmeabgabe geschützt wird. Die Fenster

werden als Doppelfenster ausgeführt und erhalten zu weiterem Schutz dichtschließende hölzerne Läden.

Häufig ist die Anlage eines Eiskellers zur Versorgung der Bahnhofswirtschaft erforderlich. Ein solcher wird in einfachster Weise durch innen mit Torf geschützte Decken und Wände hergestellt. Doppeltüren schützen auch hier den Eingang. Für die Aufstellung der Bierdruckapparate ordnet man besondere Kühlräume an, möglichst senkrecht unter den Zapfstellen auf den Schenktischen, weil Bier, wenn es lange in wagerechten langen Leitungen steht, an Wohlgeschmack verliert.

Die Speisekammern sollen in der Nähe der Küchen liegen. Letztere bestehen aus der Kochküche, der Spülküche, der Putzküche, der Küche für kalte Speisen, wohl auch einer Bäckerei und der Anrichte. Weiter sind erforderlich Vorratskammern für Brennstoffe, Gemüse, Bier, Wein, sonstige Vorräte, gelegentlich auch ein Küferraum und Gelasse für volle und leere Fässer. Die Faßräume erhalten im unteren Teil der Wände Brettbekleidung zum Schutz des Putzes. Bei der Raumverteilung ist darauf zu achten, daß die Rohrstränge der Heizungen nicht durch kühl zu haltende Vorratsräume und Getränkekeller geführt werden. Auch sollen diese Räume nicht an die Sonnenseite oder neben die warmen Küchen gelegt werden, abgesehen von dem Raum zur Aufbewahrung des Rotweins, dessen Wärme nicht unter 8° sinken soll; Wärmegrade über 15° sind jedoch hier auch nicht erwünscht. Für das Einbringen der Wein- und Bierfässer müssen ausreichend breite Kellereingänge oder -schächte vorgesehen werden.

Die Küchen- und Wirtschaftsräume liegen am günstigsten mit den Wartesälen im gleichen Geschoß. Bei großen Anlagen wird sich das aber wegen der erforderlichen bedeutenden Flächengrößen nur selten erreichen lassen. Meist müssen sie dann unter den Wartesälen angeordnet werden, wobei es schwierig wird, ihnen genügend Licht und Luft zuzuführen, wenn es nicht möglich ist, das anliegende Gelände entsprechend tief bis zur Höhe des Küchenfußbodens auszuschachten (vgl. Jahrg. 1908, S. 27 d. Zeitschr.).

Häufig wird es erforderlich sein, namentlich wenn die Küchen usw. nach der Straße zu liegen, ihre Fenster zu vergittern, nötigenfalls auch mit Drahtgeflecht zu sichern, damit Diebstähle und Unterschlagungen, z. B. das Durchreichen von Wurst und Fleischwaren, erschwert werden.

Die gesamten Wirtschaftsräume müssen gut gelüftet werden, wenn erforderlich durch künstliche Lüftungsanlagen. Als Fußböden empfehlen sich rauhe, gegen Fettflecke unempfindliche Fliesenbeläge; die Wände werden zweckmäßig bis auf 1,8 m Höhe mit Fliesen oder Kacheln bekleidet, darüber sind Bretter für Töpfe u. dgl. anzuordnen. Der Herd, am besten freistehend, erhält außer Kohlenfeuerung noch meist Gaskocheinrichtungen; für Brühe, Kartoffeln usw. sind besondere Kessel vorzusehen. Auch ist darauf zu achten, daß der Fuchs gut gereinigt werden kann und die Schieber leicht zugänglich sind. In der Küche ist ein Warmwasserbehälter vorzusehen, von dem aus sämtliche Spüleinrichtungen mit warmem Wasser von etwa 60° versorgt werden. Für Kupfergeschirre und für Teller sind besondere Spülbecken erforderlich. Für eine ausreichende Zahl von Ausgußbecken ist zu sorgen. Die Abwässer werden durch einen Fettfang gereinigt.

Bei großen Betrieben empfiehlt sich die Anlage gemauerter, zementierter Becken mit dauerndem Wasserzufluß, in denen Fische lebend gehalten werden können.

Liegen die Küchen nicht mit den Wartesälen im gleichen Geschoß, so sind außer bequemen, gut beleuchteten Treppen zur Verbindung Aufzüge, etwa 50 : 70 cm groß, anzulegen, für die Handbetrieb am zweckmäßigsten ist. Ferner sind Sprachrohre und Klingelleitungen zur Übermittlung der Bestellungen einzurichten.

Ein wichtiger Bestandteil der Bahnhofswirtschaften sind die Schenktische; über ihre Größe vgl. Fußnote [21]). Es hat sich bewährt, die Platte des Tisches mit Linoleum zu belegen und die Kanten mit einem etwa 3 cm breiten Metall-(Bronze-) Blechstreifen einzufassen. Auf dem Tisch, möglichst senkrecht über den Bierkühlräumen, ordnet man die Bierzapfhähne an, unter und neben ihnen ein durchlöchertes Tropfblech und daran anschließend ein Becken zum Nachspülen der Gläser mit Überlauf und dauerndem Wasserzufluß. Ferner wird noch in die Platte eingebaut ein Eiskasten zum Kühlen der Liköre und ein Gaskocher für Kaffee, Teewasser usw. Der Schenktisch erhält an seiner Innenseite Schränke mit Schiebetüren zum Verschließen der Zigarren und sonstigen auf dem Schenktisch aufgestellten Waren während der Zeit, in der die Wartesäle geschlossen sind. Der Raum unter den Zapfhähnen wird als Eisschrank ausgebildet, damit das in den Rohrleitungen stehende Bier dauernd gekühlt wird. Der Schenktisch erhält 78 cm Höhe und zum Schutz gegen Beschädigungen beim Aufscheuern einen mindestens 15 cm hohen Sockel aus Metall oder Fliesen. An einer Seite des Schenktisches muß ein durch eine Tür absperrbarer Durchgang zur Verbindung des Raumes hinter dem Schenktisch mit dem Warteraum vorgesehen werden.

An der Wand hinter dem Schenktisch werden Bretter für die Gläser und verschließbare Schränke für Geschirr und Vorräte aufgestellt. Der Schankraum erhält eine Zapfstelle für kaltes und warmes Wasser, einen Spültisch für Gläser und ein Ausgußbecken.

7. Abortanlagen [37]) [38]).

Aborte [39]) sind — von großen Bahnhofsanlagen und besonderen Verhältnissen abgesehen [40]) — in freistehenden

---

[37]) Die „Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen" bestimmt darüber im § 8 Abs. 15. „Auf jeder Personenstation ist mindestens eine Abortanlage vorzusehen. Ob auf größeren Stationen an mehreren Stellen Aborte erforderlich und inwieweit sie innerhalb oder außerhalb etwa vorhandener Bahnsteigsperre zu errichten sind, ist nach den örtlichen Verhältnissen zu bestimmen. In jedem Falle müssen Aborte von den Wartesälen aus unbehindert durch die Bahnsteigsperre erreicht werden können."

[38]) Die Größe der Abortanlagen ist sehr verschieden; auch die kleinste wird immerhin aus zwei Pissoirständen, einem Frauen- und zwei Männeraborten bestehen, von denen einer verschlossen und für die Beamten bestimmt wird. Man wird für je 30 Wartesaalplätze etwa je einen Sitz für Männer und für Frauen und je 2 Pissoirstände rechnen können. Ist eine Wärterin vorhanden, so wird etwa $1/3$ der Aborte unter Verschluß genommen werden können. Auch

Gebäuden unterzubringen und in kürzester Verbindung mit den Warteräumen anzuordnen, wobei bei Bemessung des Zwischenraumes jedoch auf die Erweiterungsfähigkeit der Warteräume Rücksicht zu nehmen ist[41] [42]).

---

kann ein Teil der Zellen mit selbsttätigen Verschlüssen versehen werden, die durch Einwerfen eines Geldstückes sich öffnen.

[39]) Beispiele für Abortanordnungen bieten die Abb. 21 bis 23. Die Aborte werden, wenn sie nicht an eine vorhandene Entwässerungsleitung angeschlossen werden können, meist als Grubenaborte ausgebildet, gelegentlich unter Trennung der festen und flüssigen Bestandteile innerhalb der Grube, um die Ausdünstungen möglichst

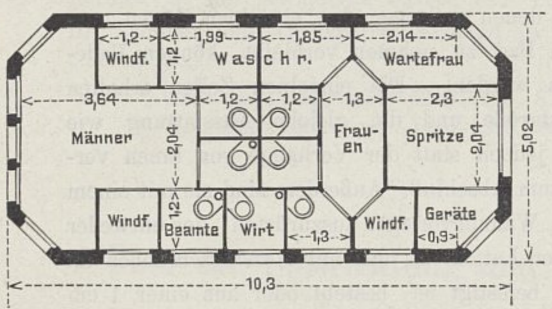


Abb. 21. Grundriß. 1:150.

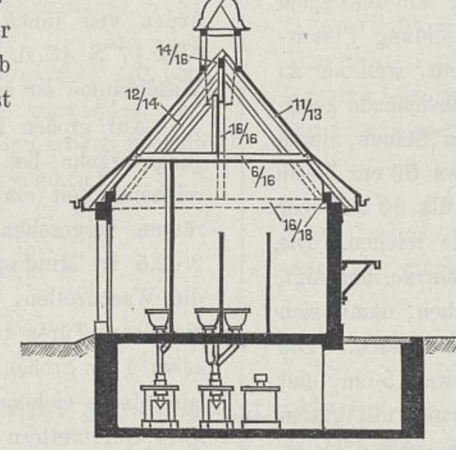


Abb. 22. Querschnitt (s. Abb. 21).

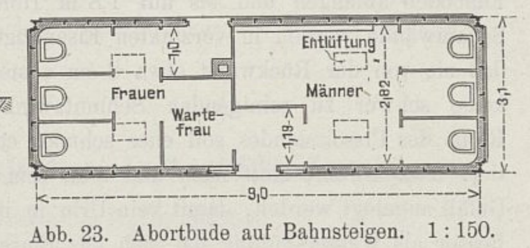


Abb. 23. Abortbude auf Bahnsteigen. 1:150.

zu verringern. Aus dem gleichen Grunde ist es erforderlich, für die Gruben eine besondere Entlüftung anzuordnen. Vielfach, namentlich wenn die Abfuhr der Tonnen keine Schwierigkeiten macht, werden die Aborte als Tonnenaborte ausgeführt. Zum Emporwinden der Tonnen, die man auf fahrbare Untersätze stellt, ist ein Wandkran mit Flaschenzug vorzusehen. Auch die Tonnenräume müssen entlüftet werden. Über die Ausbildung der Aborträume vgl. Fußnote[42]).

[40]) Können die Aborte mit Wasserspülung versehen werden, zieht man vor, sie in das Hauptgebäude zu verlegen. Aborte mit Wasserspülung sind gegen Einfrieren zu sichern.

[41]) Ein Abstand von 20 m wird meist als ausreichend angesehen werden können.

[42]) Bei der Unterhaltung der Abortanlagen ist auf größte Sauberkeit hinzuwirken*). Sie wird erleichtert durch möglichste Helligkeit und gute Lüftung der Räume. Zu diesem Zwecke ordnet man in den Fenstern aufstellbare Glasklappen und besondere Lüftungsschlote, die über Dach geführt werden, an und versieht auch die Fallstränge selbst mit Entlüftungsansätzen. Gegen das Beschreiben und Beschmieren der Wände empfiehlt es sich, sie bis etwa 2,25 m Höhe mit rauhem Stipputz oder dgl. zu versehen, worauf nicht geschrieben werden kann, weil die Bleistiftspitzen sofort abbrechen. Der Verunreinigung der Abortzellen begegnet man am besten durch freistehende Abortbecken und aufklappbare Sitze. Bewährt hat sich die in Abb. 24 dargestellte Anordnung, bei der der Sitz vorn und hinten aufgeschlitzt ist

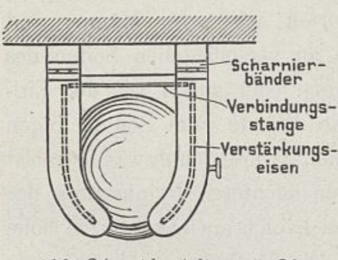


Abb. 24. Abortsitz. 1:20.

und nur noch aus zwei aufklappbaren Sitzbacken besteht. Es wird dadurch sowohl die Gefahr der Ansteckung bei Geschlechtskrankheiten vermindert wie auch der Beschmutzung des Sitzes vorgebeugt wird.

Die Aborträume für Männer und Frauen müssen sorgfältig geschieden werden. Einfache Brettwände, auch wenn sie einseitig mit Blech bekleidet werden, genügen nicht, sie werden sehr bald von unanständigen Leuten durchbohrt. Können nicht massive Trennungswände angeordnet werden, so empfiehlt sich eine doppelte Brettwand, in deren Mitte starkes Eisenblech eingelegt ist.

Für die Scheidung der einzelnen Zellen voneinander genügen einfache gestäbte 2,2 m hohe Brettwände, die in etwa 15 cm hohe verzinkte eiserne Gabeln gestellt werden, um die Fußböden gut reinigen zu können; die Breite der Zellen soll 0,8 m, besser 1 m betragen, ihre Tiefe mindestens 1,2 m, wenn die Türen nach außen aufschlagen, sonst 1,5 — 1,8 m. Als Türbreite genügen 60 cm. Ausgerüstet werden die Zellen mit mindestens zwei, besser drei kräftigen Kleiderhaken, einem Haken für Papier, einer Schale zum Ablegen der Zigarren, einem kleinen Brett zum Ablegen einzelner Handgepäckstücke, wie Blumen und dgl., und einem Verschlußhaken oder Riegel. Letztere werden zweckmäßig als Zeigerriegel ausgebildet, damit erkennbar ist, ob die betreffende Zelle besetzt oder frei ist. Die Verwendung wertvoller Metalle wie Rotguß oder Messing für diese Beschläge, Haken usw. ist trotz ihrer größeren Haltbarkeit nicht zweckmäßig, weil sie leicht gestohlen, und wenn sie so befestigt sind, daß sie nicht abgeschraubt werden können, mit Gewalt abgebrochen und entwendet werden.

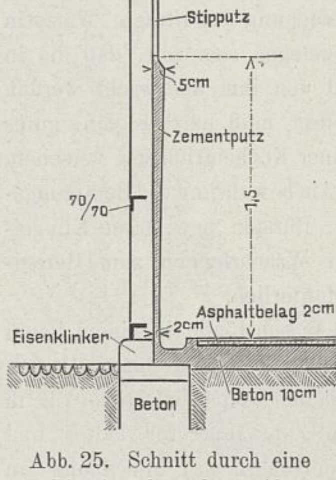


Abb. 25. Schnitt durch eine Pissoirrückwand. 1:40.

Die Pissoirstände sollen 1,6 m Mindesttiefe haben, damit hinter den sie Benutzenden noch vorbeigegangen werden kann. Es ist nicht zweckmäßig sie fortlaufend an zwei zusammenstoßenden Wänden entlang zu führen, weil der Eckstand doch nur von einer Person benutzt werden kann. Die Stände werden bei einfachen Anlagen als glatt gebügelte Zementwände ausgeführt, die bei Wasserspülung nach hinten, bei Ölpissoir nach vorn geneigt sind, damit der Urin schneller abläuft (Abb. 25). Bei besserer Ausführung wählt man Schieferplatten zur Wandbekleidung; die vielfach verwandten Torfitplatten werden bei nicht sehr sorgfältiger Unter-

---

*) Eisenbahn-Nachrichten-Blatt 1906, S. 107.

Bei den Einrichtungen für die Absperrung sind die Aborte im allgemeinen als Zubehör der Warteräume anzusehen und wie diese zu behandeln. Liegen die Warteräume außerhalb der Sperre, so ist, wenn nicht besondere Verhältnisse eine andere Anordnung zweckmäßig erscheinen lassen, zwischen den Warteräumen und den Aborten auf der Bahnsteigseite ein nötigenfalls auch nach der Vorplatzseite einzufriedigender Weg vorzusehen, in dessen bahnseitiger Einfriedigung die Öffnungen für die Prüfung der Fahrkarten anzulegen sind. In solchen Fällen sind besondere, unmittelbar vom Bahnsteig aus zugängliche Aborte in der Regel nicht vorzusehen. Liegen die Wartesäle und Aborte innerhalb der Sperrung, so sind nur ausnahmsweise besondere Pissoirstände oder Aborte außerhalb der Sperre[43]) auf den Bahnhofsvorplätzen anzuordnen, z. B. auf

---

haltung leicht schwarz und dann unansehnlich. Fliesen eignen sich wegen der vielen Fugen nicht zur Wandbekleidung. Pissoirbecken eignen sich für Eisenbahnzwecke nicht, weil sie zu leicht verstopft werden. Zum Schutz der Nebenstände gegen zurückspritzenden Urin werden die einzelnen Stände, deren Breite 60 cm, besser 85 cm beträgt, durch etwa 50 cm breite Schamwände aus Schieferplatten geschieden, die 50 cm über Fußboden anfangen und bis auf 1,8 m Höhe reichen. Die Schamwände werden in verzinkten Eisenbügeln so befestigt, daß sie von der Rückwand etwa 8 cm abstehen, damit sich keine schwer zu reinigenden Schmutzwinkel bilden. Die Rinne des Pissoirstandes soll eher schmal, etwa 15 cm, und tief, etwa 10 cm, statt flach und breit sein und mit gutem Gefäll angelegt werden, damit kein Urin in ihr stehen bleibt. Besser als Wasserspülung hat sich das Einreiben der Stände mit Öl unter Verwendung von Ölgeruchverschlüssen für die Pissoirstände bewährt.

Der Fußboden der Aborträume erhält Belag aus rauhen Fliesen oder Asphalt und wird mit Gefäll nach der Rinne zu verlegt. Der Fußbodenbelag wird etwa 15 cm an der Wand hochgezogen. Die Wände erhalten schiefergrauen 1,2 m hohen Sockel in Ölfarbe oder werden mit hellen Fliesen bekleidet. Wenn möglich stattet man die Aborträume mit Wasserzapfstellen und Ausgußbecken und mit einem Waschbecken aus. Beide sind mit ihrem oberen Rande etwa 1 m hoch anzubringen, damit ihre Benutzung als Pissoir oder Klosettbecken erschwert wird.

Bei größeren Bahnhofsanlagen werden in Zusammenhang mit den Aborten Waschräume angeordnet, wohl auch Baderäume und Barbierstuben. Wenn Waschräume, die natürlich ebenfalls in solche für Männer und für Frauen zu trennen sind, angeordnet werden, so ist stets — wie schon bei größeren Abortanlagen — ein Raum für die mit ihrer Bedienung beauftragte Wärterin vorzusehen, der möglichst so gelegen sein soll, daß die in Frage kommenden Räume leicht von ihm überwacht werden können. Der Raum der Wartefrau muß heizbar sein, gutes Licht erhalten und wird mit einer Kocheinrichtung versehen, außerdem mit Wandschränken zur Aufbewahrung von Reinigungsgeräten, Wäsche, Seife, Papier, Bürsten usw. Eine Klingeleinrichtung in den Abort- und Waschräumen zum Herbeirufen der Wärterin ist stets erforderlich.

Eine Vereinigung mehrerer Waschstände in einem Raum ist nicht zweckmäßig, sie sind vielmehr in getrennte Zellen zu sondern. Die einzelnen Waschräume von mindestens 1,2 m Breite bei 2 m Tiefe erhalten Zapfhähne für kaltes und warmes Wasser sowie eine Kopfbrause mit Mischhahn an dem Waschbecken, einen Spiegel, ein größeres Wandbrett für Kamm, Bürste usw., ein kleineres mit vorstehendem Rand für Ringe und Schmucksachen, eine Wasserkanne und zwei Gläser, einen Stuhl, eine Kofferbank, einen Stiefelknecht, einen Speinapf mit Wasserfüllung, einen Papierkorb, eine Kokosmatte und mehrere (mindestens 5) kräftige Kleiderhaken. Die 2,2 bis 2,5 m hohen Zwischenwände der Waschstände werden aus leicht abwaschbaren Baustoffen, glasierten Ziegeln, Steinplatten, beiderseitig mattiertem Glase usw., hergestellt, die Ecken möglichst ausgerundet. Als Abschluß genügen von innen zuknöpfbare Vorhänge (vgl. Jahrg. 1908, Abb. 17 S. 43 d. Zeitschr.). Für ausreichende Heizung der Waschräume ist zu sorgen.

Auf großen Bahnhöfen und solchen mit starkem Übergangsverkehr, bei denen zwischen den einzelnen Zügen ausreichend Zeit ein Bad zu nehmen verbleibt, können Baderäume vorgesehen werden. Die einzelnen Zellen erhalten 2 · 2,5 m Mindestgröße und die gleiche Ausstattung wie die Waschzellen, jedoch statt der Vorhänge von innen verriegelbare Türen zum Abschluß. Außerdem sind sie mit einem etwa 1 qm großen Wannenvorleger auszurüsten, der entweder aus einem eichenen Lattenrost, der mit Messingschrauben an zwei Querbrettern befestigt ist, besteht oder aus einer 1 cm starken Korkplatte, die zum Schutz mit einer Holzleiste eingefaßt wird. Die Badewannen werden am besten aus Gußeisen, das innen weiß emailliert ist, hergestellt und mit einer Mischbrause versehen. Für die Versorgung der Wasch- und Baderäume mit warmem Wasser ist ein Warmwasserkessel vorzusehen.

Bei der Anlage von Barbierstuben ist zu beachten, daß für die einzelnen Frisierplätze eine Mindestbreite von 2,2 bis 2,5 m erforderlich ist. Sie unterscheiden sich nicht von gleichartigen Anlagen, erhalten Gaszuführung für die Brennscheren und für einen kleinen Warmwasserbereiter, für jeden Platz ein Waschbecken und Spiegel und eine Stange oder eine schräge Fußbank zum Aufstellen der Füße beim Rasieren, sowie reichliche Kleiderhaken und Schirmständer. Außerdem ist eine kleine Kleiderablage für die Friseure und Schränke für deren Geräte und Wäsche erforderlich.

[43]) Werden Aborte innerhalb und außerhalb der Sperre angelegt, so empfiehlt es sich meist, beide in einem Gebäude zu vereinen. Sind die Bahnsteige nur durch Treppen zugänglich, so empfiehlt sich bei starkem Verkehr die Anlage eines Abortgebäudes auf jedem Bahnsteig, wenn möglich im Zusammenhang mit der Treppenanlage (vgl. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1909, S. 421 u. 437); vgl. auch Bemerkungen über Bahnsteige und Zugänge am Schluß dieses Aufsatzes.

Die Zugänge zu den Aborten sollen für Männer und Frauen getrennt, wenn möglich an verschiedenen Seiten des betreffenden Gebäudes sein. Innen oder außen vor den Eingangstüren werden 2,2 m hohe Wände zum Schutz gegen den Einblick ins Innere angeordnet. Diese Schutzwände, meist aus Holz ausgeführt, werden zur leichteren Reinhaltung des Fußbodens und zum Schutz gegen Faulen auf etwa 15 cm hohe verzinkte eiserne Gabeln gestellt. Die Türen zu den Aborträumen werden mit Zuwerffedern ausgestattet oder zum selbsttätigen Zufallen eingerichtet. Außen an den Aborteingängen werden entsprechende Aufschriften (Abort, Männer, Frauen) angebracht, am besten an den Türen selbst oder an den äußeren Schutz-

wänden. Außerdem sind entsprechende Aufschriften senkrecht zum Bahnsteig auf Fahnenschildern oder Laternen anzubringen, damit die Aborte bequem zugänglich und leicht auffindbar sind*). Die Aborte sollen durch violettfarbene Scheiben in den Laternen gekennzeichnet werden**) „Es empfiehlt sich jedoch, ... für die Verglasung gewöhnliches helles Glas zu verwenden und die Scheiben, soweit sie für die Fernwirkung in Betracht kommen, in mittlerer Höhe mit einem 10—15 cm breiten Streifen von violettfarbenem Glase zu blenden, wodurch nicht nur eine bessere Fernwirkung, sondern auch eine bessere Beleuchtung des Bahnsteiges erzielt wird. Insoweit Gasbeleuchtung vorhanden ...... sind auch, insbesondere auf größeren Stationen, Transparente mit entsprechender Aufschrift zur Bezeichnung zu verwenden. Im übrigen ist von besonderen Farben oder eigenartigen Formen für Schilder und Aufschriften Abstand zu nehmen.“

*) Eisenbahn-Nachrichten-Blatt 1906, S. 107.
**) Eisenbahn-Verordnungs-Blatt 1898, Nr. 2.

größeren Stationen, um die Verunreinigung des Vorplatzes durch wartende Kutscher, Gasthofbedienstete usw. zu verhüten[44]).

Die Beleuchtung der Abortzellen wird meist am besten in der Weise bewirkt, daß die betreffende Flamme auf der Scheidewand zwischen zwei Zellen so angeordnet wird, daß sie auch noch den Raum außerhalb der Zellen erhellt.

[44]) Müssen Aborte außerhalb der Sperre angeordnet werden, so vermeidet man besser die Vorplätze, weil sie hier mit ihrer Unterhaltung zu einer dauernden Last für die Eisenbahnverwaltung werden und sehr bald als allgemeine städtische Abortanlagen betrachtet und benutzt werden. Derartige Anlagen zu schaffen ist aber Sache der Gemeinden. Für Kutscher und Gasthofbedienstete usw., die sehr bald mit der Örtlichkeit vertraut werden, empfiehlt sich die Anlage von Aborten im Gebäude oder an nicht sehr in die Augen fallenden Stellen unter Fortlassung aller Hinweise, um so ihre Allgemeinbenutzung möglichst einzuschränken. (Fortsetzung folgt.)

Über die Entwicklung und den heutigen Stand des deutschen Luftschiffhallenbaues.

Vom Oberingenieur Richard Sonntag, Kgl. Regierungsbaumeister a. D., in Stettin.

(Fortsetzung.)

B. Seibert in Saarbrücken baute 1909 eine einschiffige Halle nach dem Entwurf vom Geheimrat Professor Dr.-Ing. Barkhausen. Die Halle ist 85 m lang. Die Höhe bis zum Laufsteg unter dem First ist 24,5 m. An die Halle sind beiderseits Nebenräume seitlich angegliedert. Die Stützweite der Halle ist 27,3 m, die der Nebenräume je 5 m. Die Halle besitzt Schwenktore mit geraden Bahnen (Text-Abb. 19 u. 20, S. 97 vor. Jahrg.), welche mit Wellblech verkleidet sind. Die Binderform ist aus Text-Abb. 90 zu ersehen. Es sind Dreigelenkbogenbinder, welche sich auf die Dreigelenkbogen der Nebenräume stützen. Bei letzteren wird der innere „Bogen“ durch eine lotrechte Pendelstütze gebildet. Der Binderabstand beträgt 7,75 m. Die Belichtung erfolgt durch Mansardenfenster, die Lüf-

Abb. 88. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

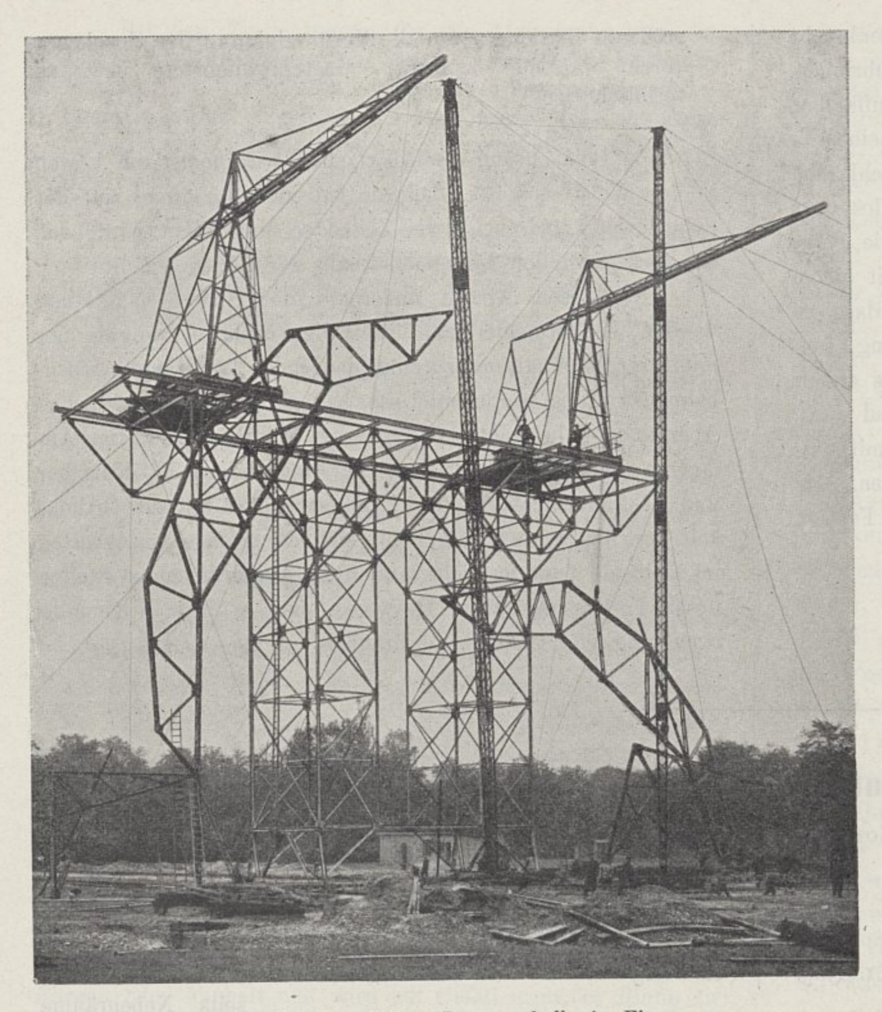


Abb. 89. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

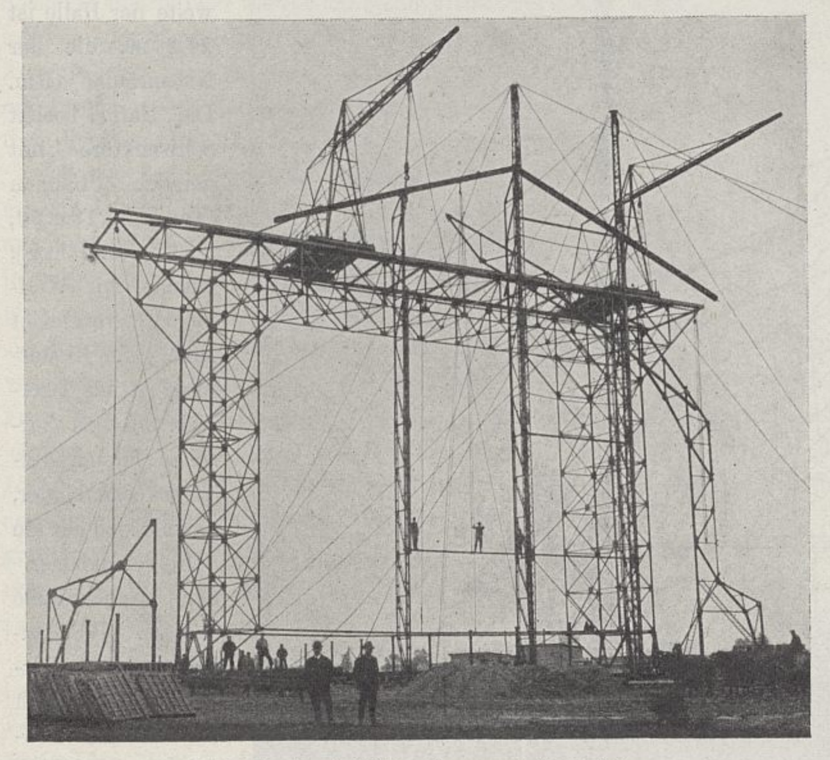


Abb. 91. Zweischiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

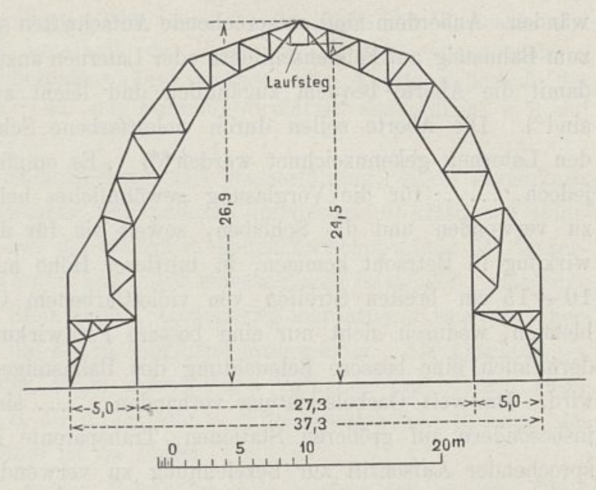


Abb. 90. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

tung durch Hauben auf dem First. Die gesamte Fensterfläche beträgt 30 vH. der Hallengrundfläche. Das Dach ist mit Pappe auf Holzschalung gedeckt, die Wände sind oben mit Wellblech verkleidet, unten gemauert. Text-Abb. 89 zeigt den Beginn der Aufstellung des Eisenwerks. Die einzelnen Binder- und Bogenteile sind gut zu erkennen. Text-Abb. 88 zeigt die vorgeschrittene Aufstellung in der Vorderansicht. Die Aufstellung erfolgte mittels eines innerhalb der Binder fahrbaren Gerüstes mit zwei aufgesetzten fahrbaren Auslegerkranen unter Benutzung von zwei seilgehaltenen eisernen Einbäumen.

Eine weitere Halle erbaute derselbe Unternehmer im Jahre 1910. Sie ist zweischiffig und 150 m lang. An die Halle sind seitlich Nebenräume angegliedert und hinter dem festen Giebel ein dreistöckiges Gebäude (Text-Abb. 93). Die Stützweite der Halle ist 40,4 m, die der Nebenräume je 5,92 m. Die Hallenbinder sind Dreigelenkbogenbinder (Text-Abb. 92), welche wiederum auf Dreigelenkbogen mit innerer Pendelstütze aufruhen. Der Binderabstand beträgt 8 m. Die einzelnen Binder- und Bogenteile sind auf Text-Abb. 91 ersichtlich, welche den Beginn der Aufstellung des Eisenwerks darstellt. Diese erfolgte in gleicher Weise wie bei der vorstehenden Halle. Die Höhe bis zur Unterkante der beiden Laufstege unter dem Dach beträgt 24,7 m. Die Halle liegt in der Richtung von Südwesten nach Nordosten. Tore sind an der Nordostseite angeordnet. Es sind Schwenktore mit kreisförmiger Bahn, oder Scheibentore mit Kreislaufbahn, zur Anwendung gekommen (Text-Abb. 16 und 17, S. 595 vorigen Jahrgangs). Die Belichtung erfolgt durch Fenster in den Wandflächen, in den Mansardenflächen und in der festen Giebelwand, sowie durch Oberlichter. Die gesamte Fensterfläche beträgt 30 vH. der Hallengrundfläche. Die Lüftung geschieht durch Klappen in den Oberlichtern. Das Dach ist mit Pappe auf Holzschalung gedeckt und durch Rinnen gut entwässert. Die unteren Wandteile sind aufgemauert, die oberen und die Tore sind mit Eternit verkleidet; die Halle besitzt unter dem Dach zwei Laufstege und Laufbahnen für fahrbare Leitern.

Neuerdings wurde B. Seibert die größte der zurzeit in Frage kommenden deutschen Hallen mit 184 m lichter Länge,

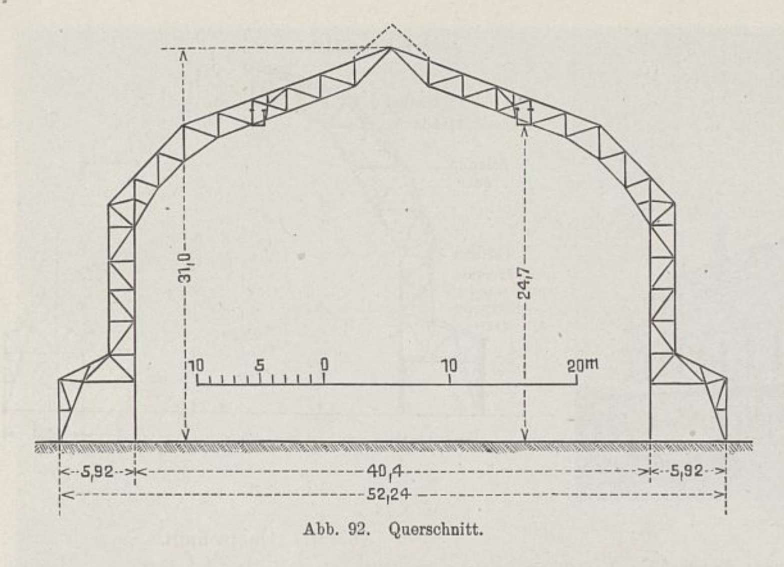


Abb. 92. Querschnitt.


Abb. 93. Ansicht.

Abb. 92 u. 93. Zweischiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

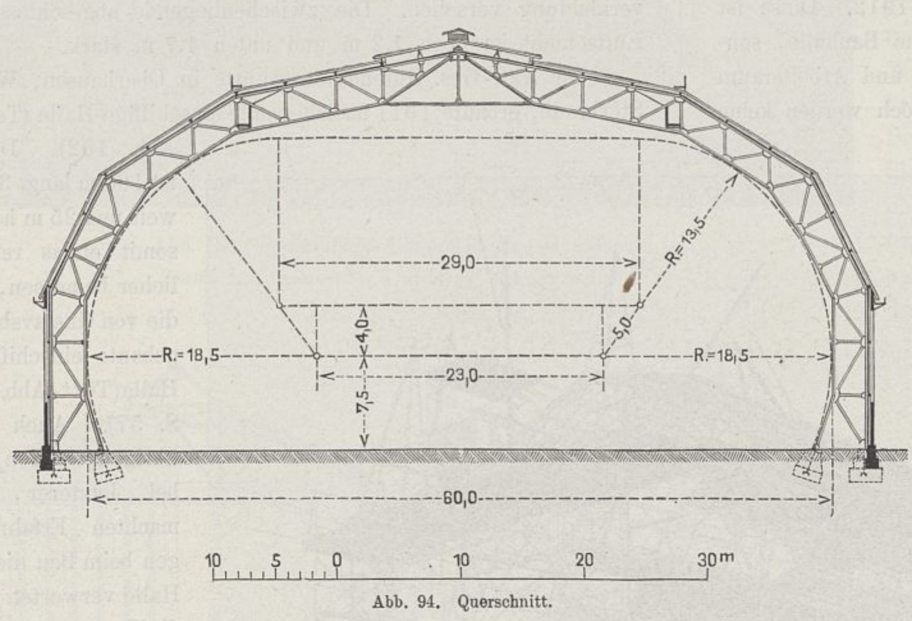


Abb. 94. Querschnitt.

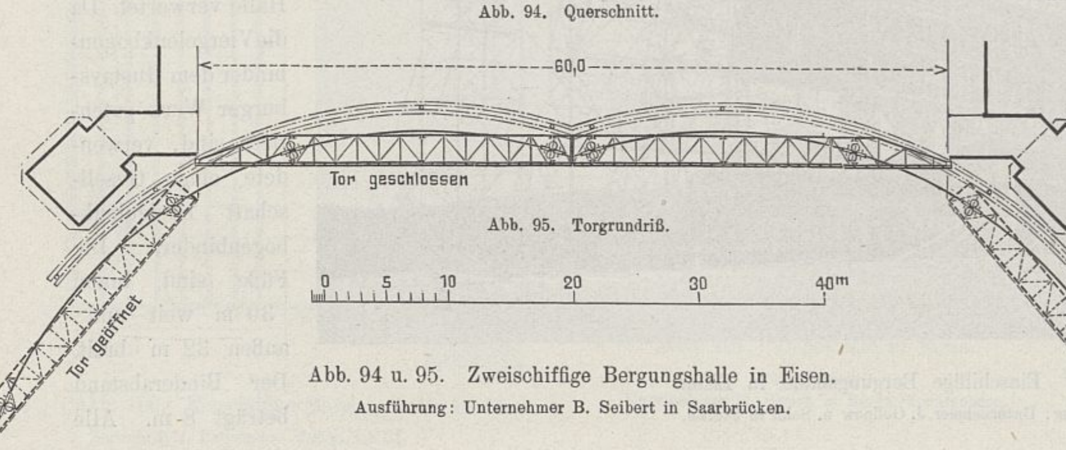


Abb. 95. Torgrundriß.

Abb. 94 u. 95. Zweischiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer B. Seibert in Saarbrücken.

60 m lichter Weite und 25 m lichter Höhe in Auftrag gegeben. Text-Abb. 94 zeigt den Querschnitt der Halle. Die Binder sind als Dreigelenkbogenbinder auf Stützen ausgebildet. Ihr Abstand beträgt 8 m. An beiden Enden der Halle sind Schwenktore mit kreisförmiger Bahn vorgesehen. Text-Abb. 95 zeigt den Grundriß der Toranlagen. Es ist wagerechte Dreipunktstützung gewählt, so daß vor der Halle keinerlei Führungsgerüste erforderlich werden. Die obere Kreisbahn ist den Giebelbindern vorgelagert. Die Belichtung der Halle erfolgt durch Oberlichter und Wandfenster. Die gesamte Fensterfläche beträgt 17 vH. der Hallengrundfläche. Die Lüftung erfolgt durch Seitenlichtflügel und Hauben in den Oberlichtern. Die Dachhaut besteht aus Bimsbetonplatten mit Eiseneinlagen, über welche eine Pappхaut geklebt ist. Die Wände bestehen aus $^1/_2$ Stein starkem Eisenfachwerk. Die Tor- und Giebelflächen sind mit Eternit verkleidet.

J. Gollnow und Sohn in Stettin bauten 1911 eine einschiffige Halle von 100,8 m Länge, 25,3 m lichter Weite und 25,6 m lichter Höhe (Abb. 96). Die Tore sind als ebene Schwenktore mit Kreislaufbahn ausgebildet (Text-Abb. 18 u. 21 S. 596 vor. Jahrg.). Text-Abb. 97 zeigt den Querschnitt der Halle und das Netz der Binder. Die Hauptbinder sind als Dreigelenkbogenbinder von 25,5 m Stützweite ausgebildet. Sie ruhen auf die Nebenräume umfassenden Dreigelenkbogen, von denen der eine „Bogen" eine Pendelstütze ist. Die Halle besitzt oberen 'mittleren Laufsteg. Fenster sind in den Längswänden und Mansardenflächen angeordnet. Die Scheiben bestehen aus gelbem Glas. Die gesamte Fensterfläche beträgt 22 vH. der Hallengrundfläche. Die Lüftung erfolgt durch Schlitze unter den Mansardentraufen. Die Dach-, Mansarden- und Torflächen sind mit Eternit gedeckt, die Wandflächen sind in $^1/_2$ Stein starkem Eisenfachwerk aufgeführt. Text-Abb. 99 zeigt das Innere der Halle, Text-Abb. 98 den Bauvorgang, der die Beschleunigung des Baues erkennen läßt. Die Aufstellung der Binder erfolgte mit Hilfe eines fahrbaren mittleren Gerüstes, auf welchem zwei Schwenkbäume und ein Einbaum aufgestellt waren.



Eine italienische Halle wurde 1910 nach dem Entwurf der deutschen Unternehmung E. de la Sauce und Kloß in Berlin-Lichtenberg von der Eisenbau-Unternehmung D. Hirsch in Verbindung mit der Maschinenfabrik Muth-Schmidt, G. m. b. H., in Lichtenberg errichtet. Die lichte Länge beträgt 80 m, die Weite 18 m und die Höhe

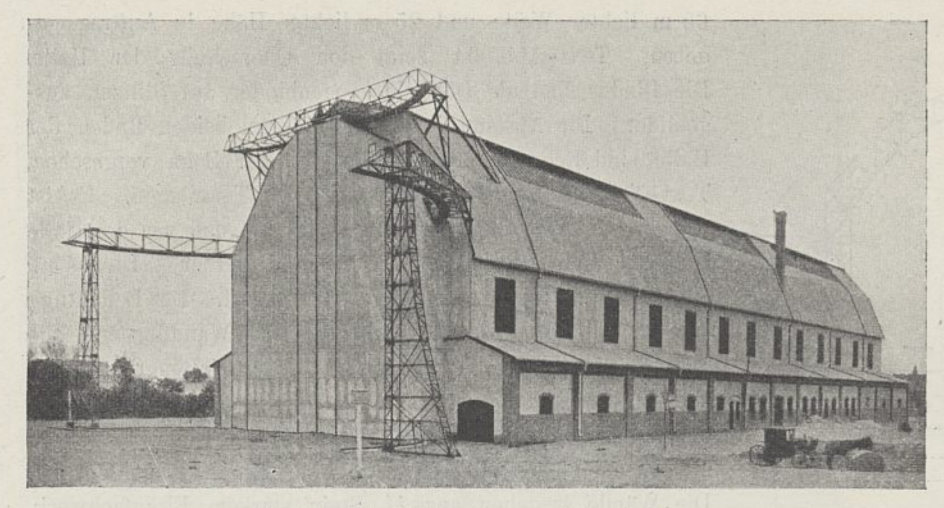


Abb. 96. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.

Abb. 97. Querschnitt.

Ausführung: Unternehmer J. Gollnow u. Sohn in Stettin.

21 m. Die Binder sind als Dreigelenkbogenbinder mit Kämpfergelenken in Bodenhöhe ausgebildet (Text-Abb. 100). Ihr Abstand beträgt 5 m. Auf beiden Giebelseiten sind Tore angeordnet, und zwar Falttore (Text-Abb. 26, S. 600 vor. Jahrg.). Die Halle besitzt Belichtung durch Wandfenster und ein durchgehendes Laternenoberlicht, Lüftung durch Klappen in der Laterne, vollständige Eindeckung mit verzinktem Wellblech, oberen Laufsteg unter dem Scheitelgelenk, und eine Plattform auf dem Dach. Die gesamte Fensterfläche beträgt 50 vH. der Hallengrundfläche.

Eine weitere italienische Halle baute die Unternehmung D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau, in Berlin-Lichtenberg und Düsseldorf-Obercassel im Jahre 1912. Diese ist weder eine reine Bergungs- noch eine reine Bauhalle, sondern eine Depothalle. Sie soll als Lager- und Arbeitsraum zur Erbauung von Luftschiffen dienen. Doch werden keine betriebsfertigen Schiffe in ihr hergestellt, sondern nur Luftschiffteile. Infolgedessen weist die Halle auch keine großen Giebeltore, sondern nur kleine Schiebetore in den Giebeln auf (Text-Abb. 101). Die Halle ist 84 m lang, 16 m hoch und 15,65 m weit. Die Binder sind als Dreigelenkbogenbinder ausgebildet. Sie zeichnen sich durch schlanke Form aus. Ihr Abstand beträgt 6 m. Belichtung und Lüftung sind ähnlich wie bei vorstehender Halle, doch beträgt die gesamte Fensterfläche nur 35 vH. der Hallengrundfläche. Mit Rücksicht auf die in Italien mögliche Hitze wurde besonderer Wert auf den Wärmeschutz gelegt. Dach und Wand sind nämlich mit einer inneren und äußeren Asbestschieferplattenverkleidung versehen. Die zwischenliegende abgeschlossene Luftschicht ist oben 1,2 m und unten 1,7 m stark.

Die Akt.-Ges. Gutehoffnungshütte in Oberhausen, Werk Sterkrade, erbaute 1911 nachstehende einschiffige Halle (Text Abb. 102). Diese ist 160 m lang, 30 m weit und 25 m hoch, somit etwas reichlicher bemessen, als die von Gustavsburg gebaute einschiffige Halle (Text-Abb. 83, S. 57). Auch im übrigen wurden die bei letzterer gemachten Erfahrungen beim Bau dieser Halle verwertet. Da die Viergelenkbogenbinder dem Gustavsburger Werk patentiert sind, verwendete obige Gesellschaft Dreigelenkbogenbinder. Die Füße sind innen 30 m weit und außen 32 m breit. Der Binderabstand beträgt 8 m. Alle

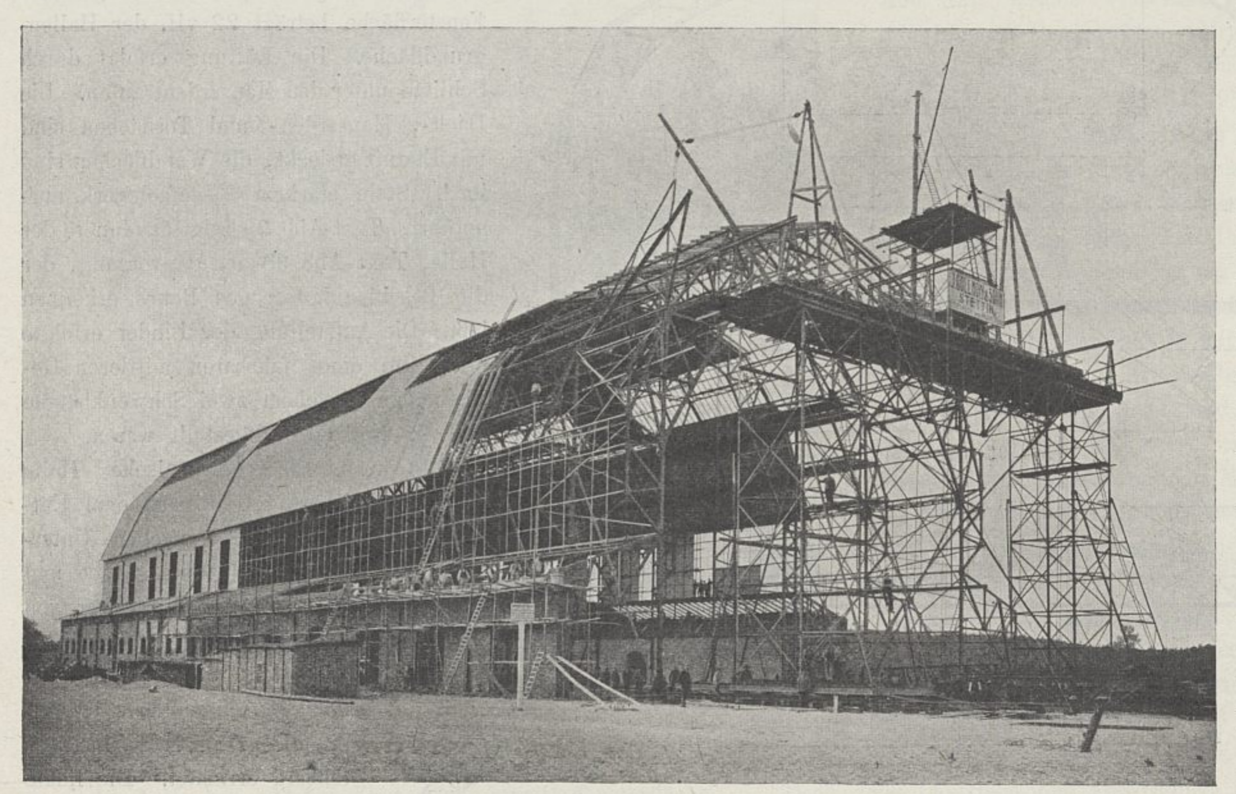


Abb. 98. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.

Ausführung: Unternehmer J. Gollnow u. Sohn in Stettin.

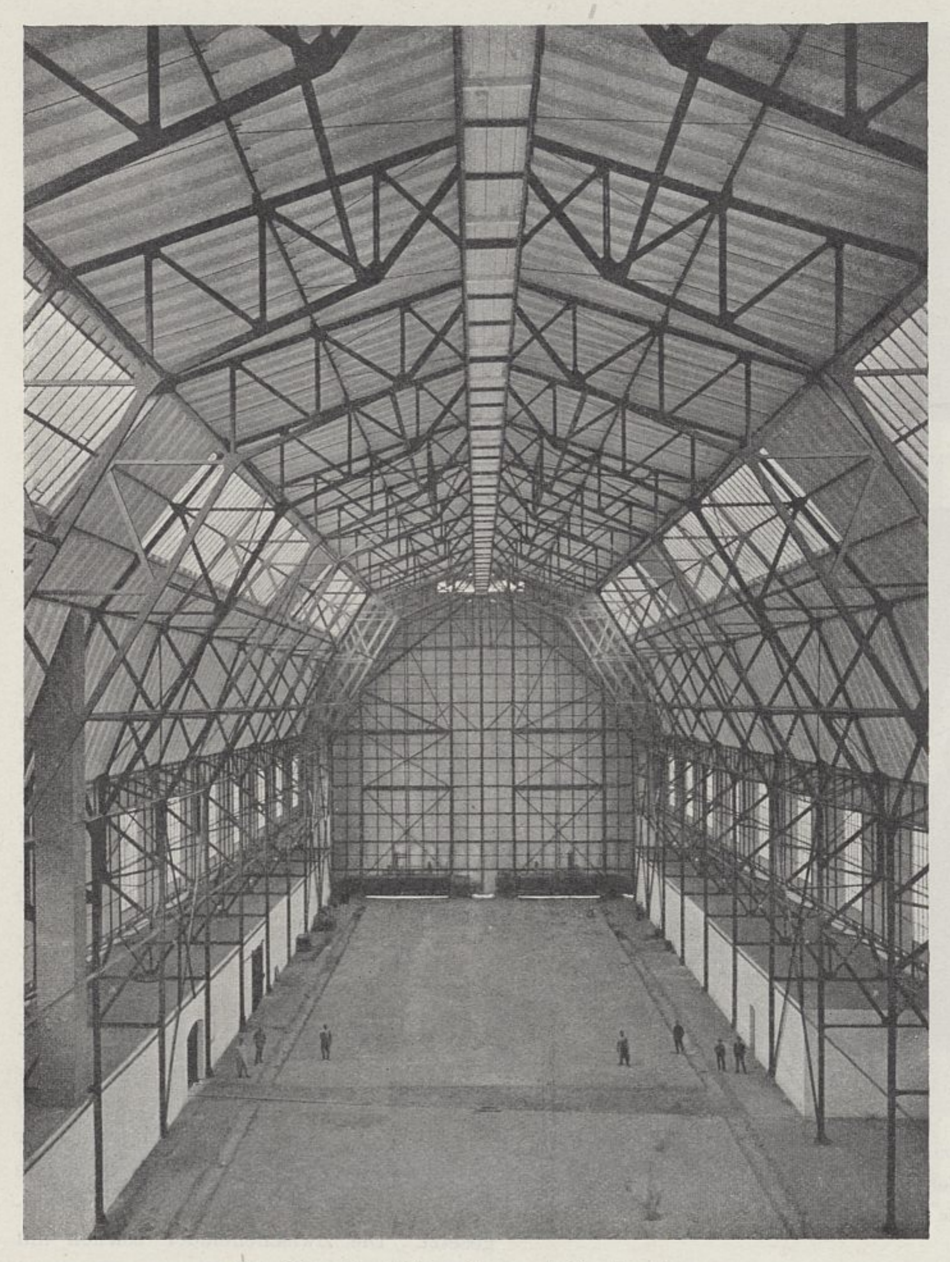


Abb. 99. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.
Ausführung: Unternehmer J. Gollnow u. Sohn in Stettin.

Nebenräume, wie Werkstätten, Lager, Bureaus usw. wurden in einem besonderen Nebengebäude untergebracht, welches vollständig von der Halle getrennt ist. Dieses Gebäude ist mit Dampfheizung versehen. In zweckmäßiger Weise sind hier zum erstenmal beide Giebel mit Toren, und zwar Drehtore gemäß Text-Abb. 10 (S. 587 vor. Jahrg.) versehen. Dementsprechend besitzt die Halle auch auf jeder Seite eine Ausfahrvorrichtung von je 150 m Länge. Das Dach und die Tore sind mit Eternitplatten eingedeckt. Die Anordnung der fahrbaren Leitern und die Lüftung sind in gleicher Weise durchgeführt, wie bei obiger Halle. Die gesamte Fensterfläche beträgt 20 vH. der Hallengrundfläche. Die Wandfenster bestehen aus Rohglas, die Dachfenster aus Drahtglas. Nach der Sonnenseite sind die Scheiben gelb gestrichen. Die Wände sind in ein Stein starkem Ziegelmauerwerk aufgeführt und getüncht. Der Boden ist mit Steinplatten belegt. Text-Abb. 104 zeigt einen Grundriß des sehr weitläufigen Flug- bezw. Landungsplatzes, welcher in der Mitte eine Ankeranlage aufweist.

1912 vollendete die G. m. b. H. C. H. E. Eggers u. Ko. in Hamburg eine zweischiffige Halle (Text-Abb. 105). Sie ist 160 m lang, 45 m weit und 26 m hoch. Entsprechend der am häufigsten vorkommenden Windrichtung erstreckt sich ihre Längsachse von W.-S.-W. nach O.-N.-O. Die Hauptbinder haben einen Abstand von 15,9 m. Ihre Breite beträgt 51 m, ihre Firsthöhe 32 m. Sie sind als beiderseits eingespannte Bögen ohne Gelenke ausgebildet. Zwischen jedem zweiten Binderpaar ist ein Strebenverband angeordnet (Text-Abb. 106 bis 108). Die Gründung der Binder erfolgte je nach den Bodenverhältnissen mittels einfacher Betonsohle oder mittels Pfahlrammung. Zwischen zwei Hauptbindern ist je ein Zwischenbinder angeordnet, welcher auch zum Tragen der Luftschiffe in ungefülltem Zustande dient. Er wird von zwei Gitterlängsträgern getragen, welche auf den Hauptbindern ruhen und als Kragträger ausgebildet sind. Diese lotrechten Gitterlängsträger, sowie in jedem Binderfuß in 6,0 und 12,5 m Höhe zwei wagerechte Gitterträger dienen zugleich zur seitlichen Aussteifung der Hauptbinder. Zum Ausgleich von Wärmewirkungen ist der ganze Bau in fünf Teile zerlegt. Beide Giebel sind mit Toren versehen, und zwar mit einfachen ebenen Schiebetoren, gemäß Text-Abb. 4 (S. 583 vor. Jahrg.), 105 und 108.

Abb. 100. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.

Abb. 101. Depothalle in Eisen.
Ausführung:
Unternehmer D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg.



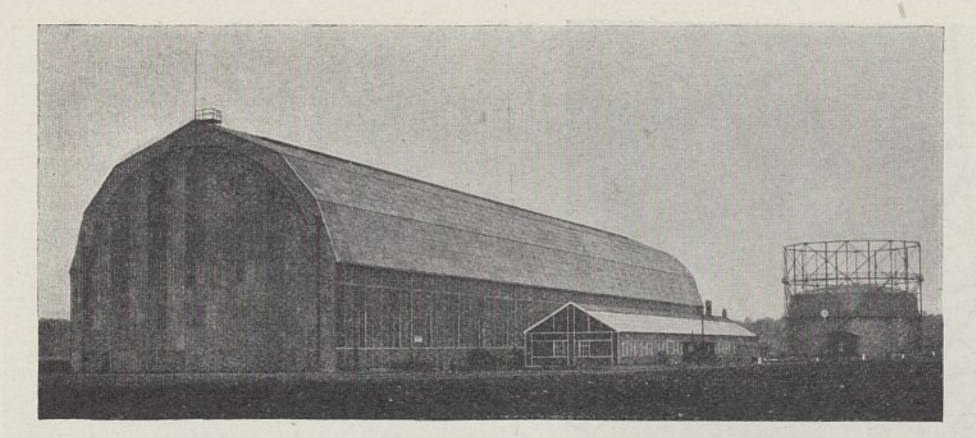


Abb. 102. Ansicht.

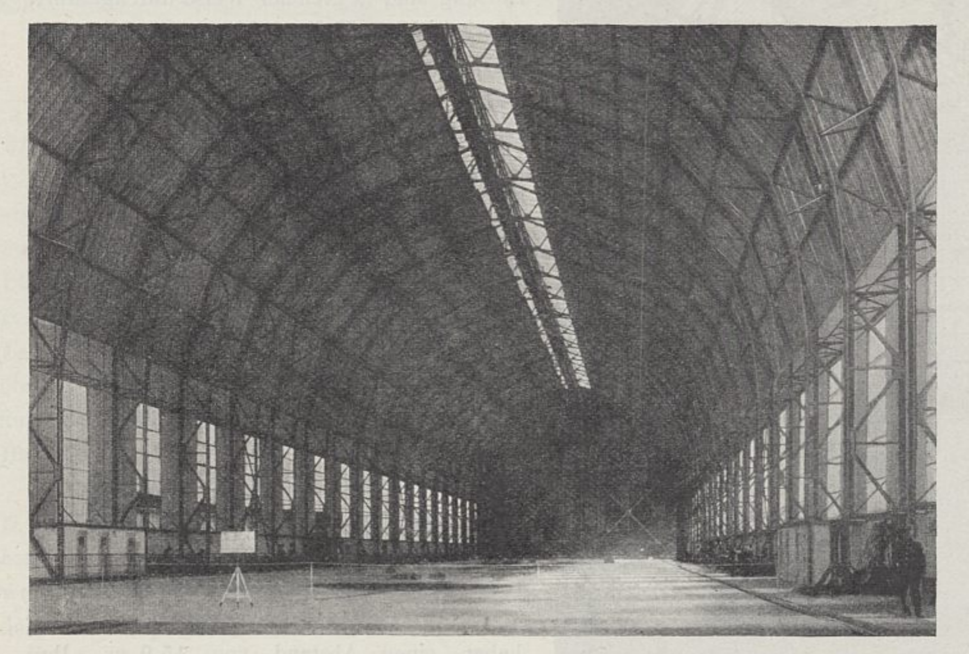


Abb. 103. Innenansicht.

Abb. 102 u. 103. Einschiffige Bergungshalle in Eisen.

Ausführung: Akt.-Ges. Gutehoffnungshütte in Oberhausen, Werk Sterkrade.

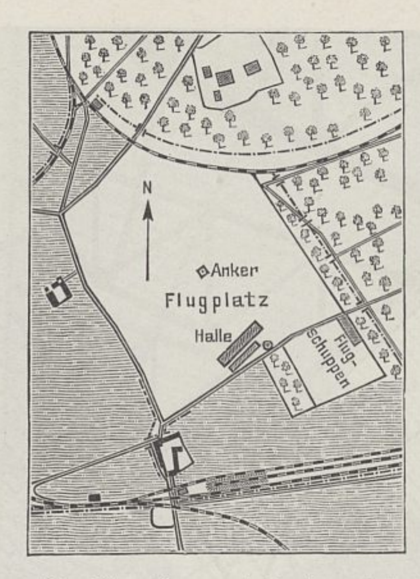


Abb. 104. Flug- und Landungsplatz für einschiffige Bergungshalle.

Die Belichtung der Halle erfolgt durch Dach-, Mansarden- und Wandfenster. Die gesamte Fensterfläche beträgt 30 vH. der Hallengrundfläche. Die Wandfenster sind mit gelbem Rohglas, die Mansarden- und Dachfenster mit gelbem Drahtglas versehen.

Die Lüftung geschieht an den Hallenenden durch zwei Jalousien mit Satteldach und in Hallenmitte durch eine 60 m lange Laterne mit 6 m breitem flachen Beobachtungsstand. Die beiden Satteldächer sind mit Eternit, das mittlere flache Dach ist mit Asphaltbelag auf Bimsbeton gedeckt.

Dach und Tore sind mit Eternitplatten verkleidet. Die Platten sind 6 mm stark, 2,44 m lang und 1,22 m breit und auf eisernen Sparren verlegt. Bei den Toren liegen die Platten auf der Innenseite, so daß die Eisenkonstruktion ganz außen liegt und die Platten von landenden Schiffen usw. nicht verletzt werden können. Der Wind sucht dann aber bei geschlossenem Tor die Platten abzudrücken. Die Wände sind bis zu 6 m Höhe in 22 cm starkem Beton, darüber in $^1/_2$ Stein starkem weitmaschigen Eisenfachwerk ausgeführt, wobei das Mauerwerk noch durch Bandeisen bewehrt ist.

Zwecks Zugänglichkeit der Luftschiffe besitzt die Halle unter dem Dach fahrbare eiserne Leitern, für welche insgesamt acht Längsbahnen aus I-Eisen vorgesehen sind, zwei obere 1 m breite Laufstege mit Riffelblechabdeckung, und in 7,5 m Höhe seitlich je einen 1 m breiten festen holzgedeckten Laufsteg. Die in Text-Abb. 107 sichtbaren abklappbaren Arbeitsbühnen von 4 m Ausladung sind nicht zur Ausführung gekommen. An beiden Giebeln führen eiserne Treppen zu den Stegen und Bühnen.

Die Aufstellung der Halle (Text-Abb. 106), wurde ohne Gerüste mittels vier Turmkranen von 42 m Höhe, 16 m Ausladung und 6 t Tragfähigkeit bewerkstelligt. Zuerst wurden die Binderfüße bis Dachhöhe aufgestellt und dann der unten auf Holzböcken fertig vernietete mittlere Binderteil hochgezogen und eingesetzt. Die Zwischenbinder wurden mit den anschließenden Gitterträgerteilen als Ganzes aufgezogen und eingebaut.

Um auch einen Anhalt darüber zu geben, wie eine feststehende ortsfeste runde mehrschiffige Luftschiffhalle aussehen würde, ist nachstehend einiges von den mit dem I. und II. Preis ausgezeichneten Entwürfen für die Internationale Luftschiffahrt-Ausstellung in Frankfurt 1909 mitgeteilt.

Text-Abb. 109 zeigt das Innere der mit dem I. Preis ausgezeichneten Halle der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Akt.-Ges., Werk Gustavsburg. Der mittlere Wanddurchmesser beträgt 183 m, der lichte Hallendurchmesser 180 m und der Durchmesser der hohlen vollwandigen zylindrischen Mittelstütze 3 m. Die Binder sind als Bogenfachwerke mit Zugband durchgebildet, deren innere Spitze am Angriffspunkt des Bandes mittels Gelenkstab beweglich auf der Mittelstütze gelagert ist. Das äußere Binderende ist über dem Angriffspunkt des Zugbandes, bis beinahe zur halben Wandhöhe, um 9 m verlängert und ruht fest gelagert auf einer 11 m hohen unten eingespannten Wandstütze mit breitem Fuß. Die Umfassungswand ist 20 m hoch und durch 24 Stützen in 24 Felder geteilt, von denen immer ein geschlossenes mit zwei durch einteilige Schiebetore verschließbaren offenen Feldern abwechselt. Die geschlossenen Felder und Stützen sind in

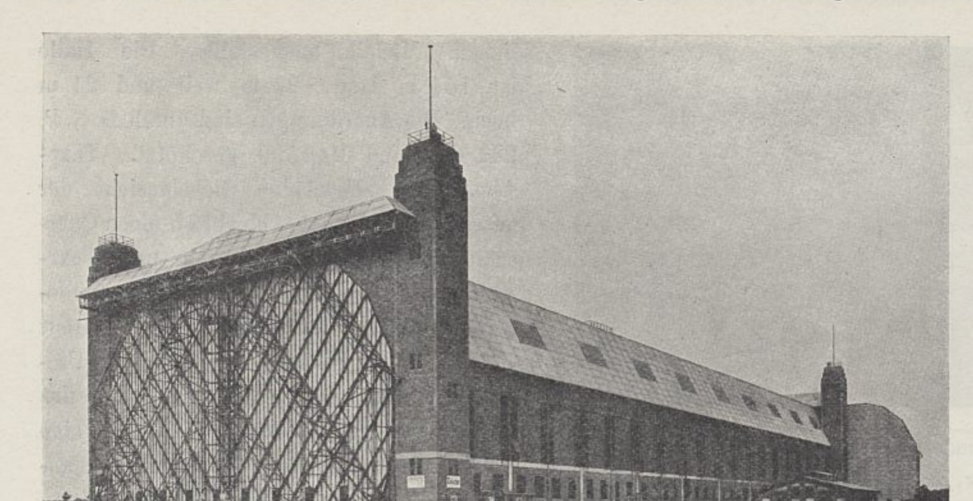


Abb. 105. Ansicht.

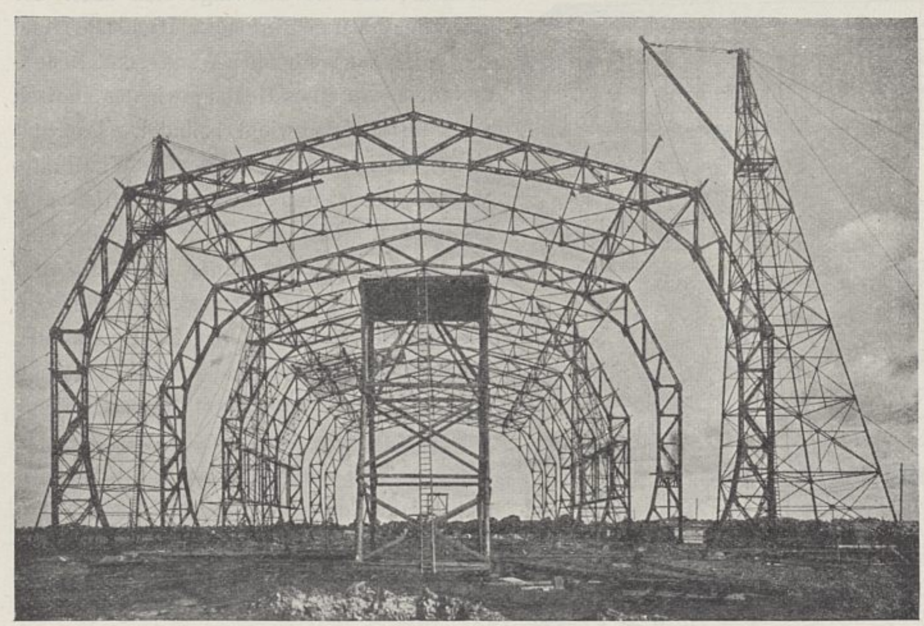


Abb. 106. Aufstellung.

der Text-Abb. 109 dunkel gehalten. Die gesamte Fensterfläche der Halle beträgt 35 vH. der Hallengrundfläche.

Text-Abb. 110 und 111 zeigen den mit dem II. Preis ausgezeichneten Entwurf des Ingenieurbureaus E. Meier in Berlin. Die Anordnung ist durch D. R. P. 227403 und 236561 geschützt. Der mittlere Wanddurchmesser bzw. die Gesamtstützweite betragen 180 m. Die im Querschnitt sich darstellende Binderanordnung ist eine bewegliche, denn sie befindet sich nur bei gleichmäßiger lotrechter Belastung im Gleichgewicht. Die Mittelstütze ist eine Pendelstütze mit oberer, weiter, die Schiffsform umgrenzender Auskragung. An ihren Kragenden nimmt sie Dachschwebeträger auf, welche mit ihrem anderen Ende auf einhüftigen bzw. nach innen auskragenden Wandpendelstützen gelagert sind. Standfest wird die Gesamtanordnung erst durch die Wirkung eines die ganze Halle umschließenden, in der Mansardenebene gelegenen, biegungsfesten, fachwerkförmigen Ringträgers von 5,5 m Gurtabstand. Bei der Aufstellung des Eisenwerks wird bis zur Vollendung des Ringträgers die Mittelstütze durch untere Schrägstäbe zeitweilig abgestützt und gegen Kippen gesichert. Die Umfassungswand ist 20 m hoch und durch 24 Stützen in 24 Felder geteilt. Jedes geschlossene Feld wechselt mit zwei Schiebetorfeldern ab. Die gesamte Fensterfläche beträgt 31 vH. der Hallengrundfläche.

Der Entwurf einer feststehenden umlegbaren einschiffigen Längshalle (vgl. auch Text-Abb. 1, S. 577 vor. Jahrg.) war von

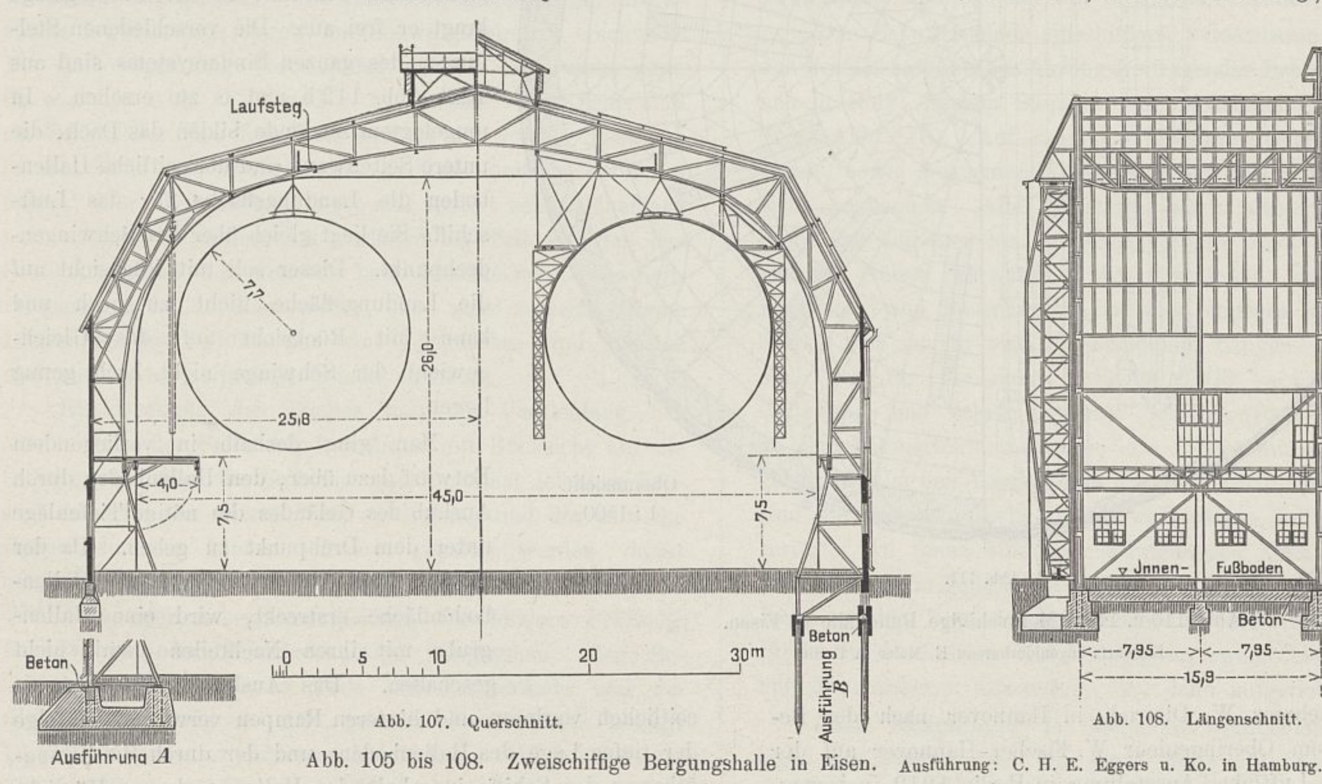


Abb. 107. Querschnitt.

Abb. 108. Längenschnitt.

Abb. 105 bis 108. Zweischiffige Bergungshalle in Eisen. Ausführung: C. H. E. Eggers u. Ko. in Hamburg.

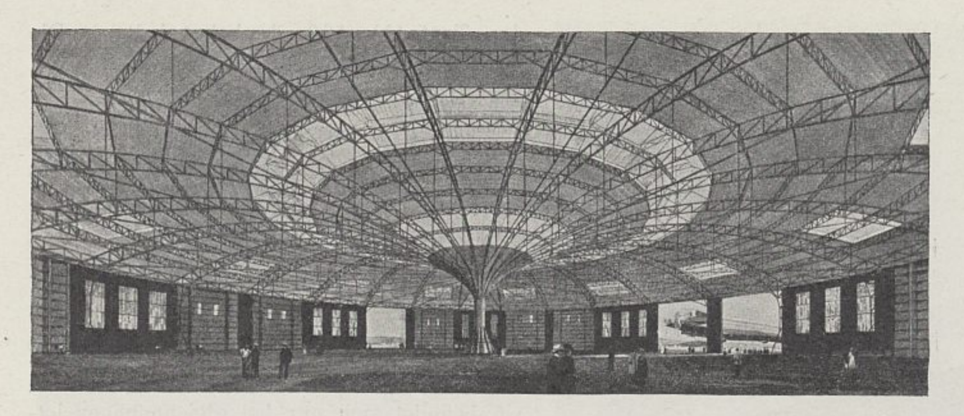
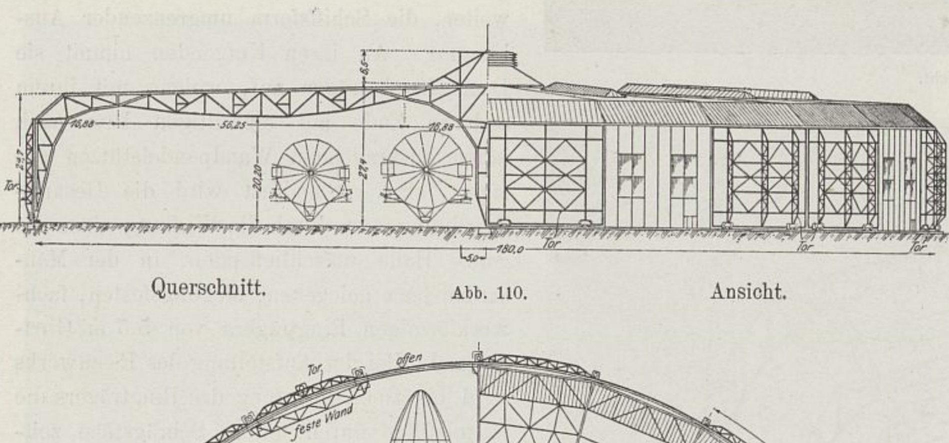
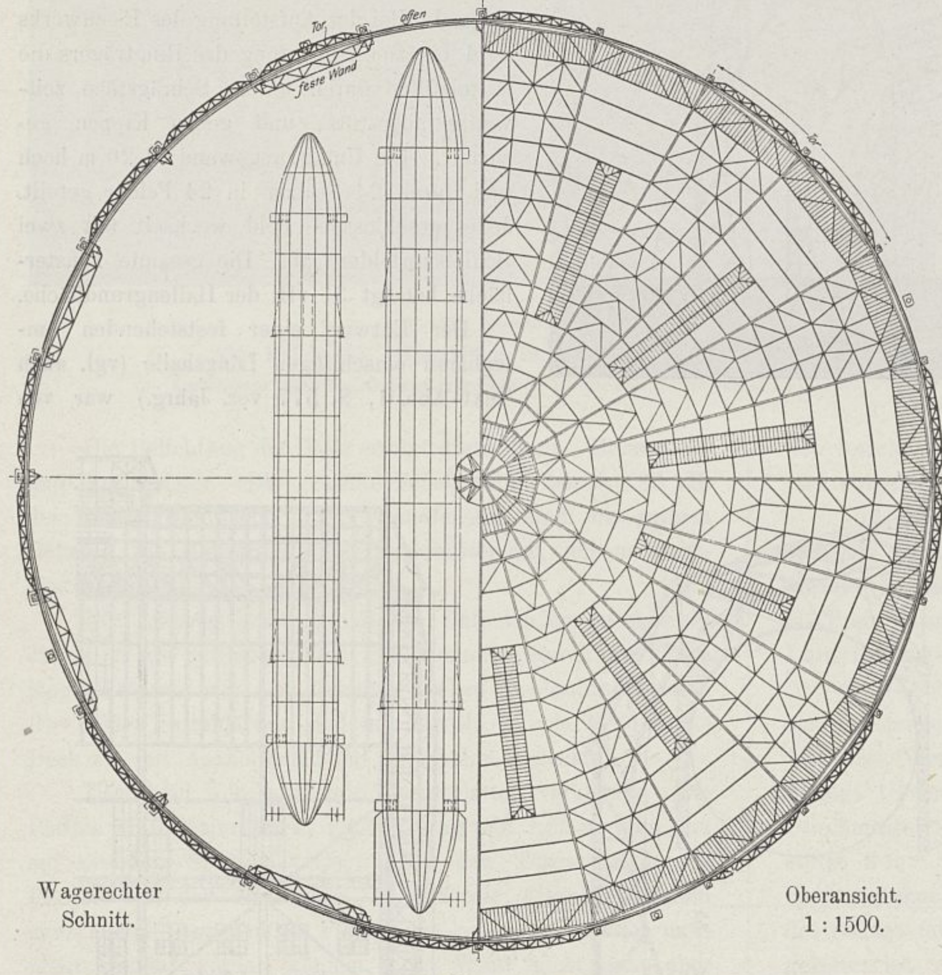


Abb. 109. Mehrschiffige Rundhalle in Eisen.
Entwurf: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Akt.-Ges., Werk Gustavsburg.



Querschnitt. Abb. 110. Ansicht.



Wagerechter Schnitt. Oberansicht. 1 : 1500.

Abb. 111.

Abb. 110 u. 111. Mehrschiffige Rundhalle in Eisen.
Entwurf: Ingenieurbureau E. Meier in Berlin.

dem Unternehmer W. Dietrich in Hannover nach der Bearbeitung vom Oberingenieur W. Fischer-Hannover auf der Allgemeinen Luftfahrt-Ausstellung in Berlin 1912 in beweglichem Modell ausgestellt. Die Halle ist 154 m lang, 22 m weit und 21 m hoch. Die Anordnungen sind durch D. R. P. 244130 und 248590 geschützt. Text-Abb. 112a zeigt eine Giebelansicht der geschlossenen, Text-Abb. 112b einen Querschnitt der halb umgelegten und Text-Abb. 112c eine Giebelansicht der umgelegten Halle. Der Binderabstand beträgt 7,3 m. Die Binderausbildung trägt der Umlegbarkeit Rechnung. Den Hauptstab des beweglichen Bindersystems bildet eine Schwinge, welche in der Hallenwand angeordnet ist, den oberen Teil der Seitenwand trägt und bis unter das Dach greift. Sie ist um einen Drehzapfen in der Weise drehbar, daß die Schwinge sich unter der Last der oben angreifenden Dachlasten und der unten angreifenden Wand- und Bodenlasten, sowie eines Gegengewichtes statisch stets im Gleichgewicht befindet. Das statische Gleichgewicht störende Windkräfte werden durch den Umlegungsantrieb aufgenommen. Der das Dach tragende Stab des Binders ist in einer Mitte auf der Schwinge drehbar gelagert, am äußeren Ende wird er durch einen Lenker geführt, welcher unten einen festen Drehpunkt hat. Gleichfalls im Drehpunkt der Schwinge gelagert ist ein Gelenkstab, welcher den unteren Teil der Seitenwand und den seitlichen Teil des Hallenbodens trägt. Dieser Gelenkstab wird von der sich bewegenden Schwinge mitgenommen. Vor der Schlußlage wird er unten auf einer Rollenbahn gestützt, in der Öffnungslage kragt er frei aus. Die verschiedenen Stellungen des ganzen Bindersystems sind aus Text-Abb. 112b und c zu ersehen. In umgelegtem Zustande bilden das Dach, die untere Seitenwand und der seitliche Hallenboden die Landungsfläche für das Luftschiff. Sie liegt gleich über dem Schwingendrehpunkt. Dieser soll mit Rücksicht auf die Landungsfläche nicht zu hoch und kann mit Rücksicht auf das Gleichgewicht der Schwinge nicht hoch genug liegen.

Man ging deshalb in vorliegendem Entwurf dazu über, den Hallenboden durch Aushub des Geländes die nötige Tiefenlage unter dem Drehpunkt zu geben. Da der Aushub sich nur auf die ganze Hallenbodenfläche erstreckt, wird eine Hallengrube mit ihren Nachteilen damit nicht geschaffen. Das Aushubmaterial ist zu seitlichen vorderen und hinteren Rampen verwandt. Infolge der tiefen Lage des Hallenbodens und der durch die Zwangführung der Schiffe innerhalb der Halle gegebenen Möglich-

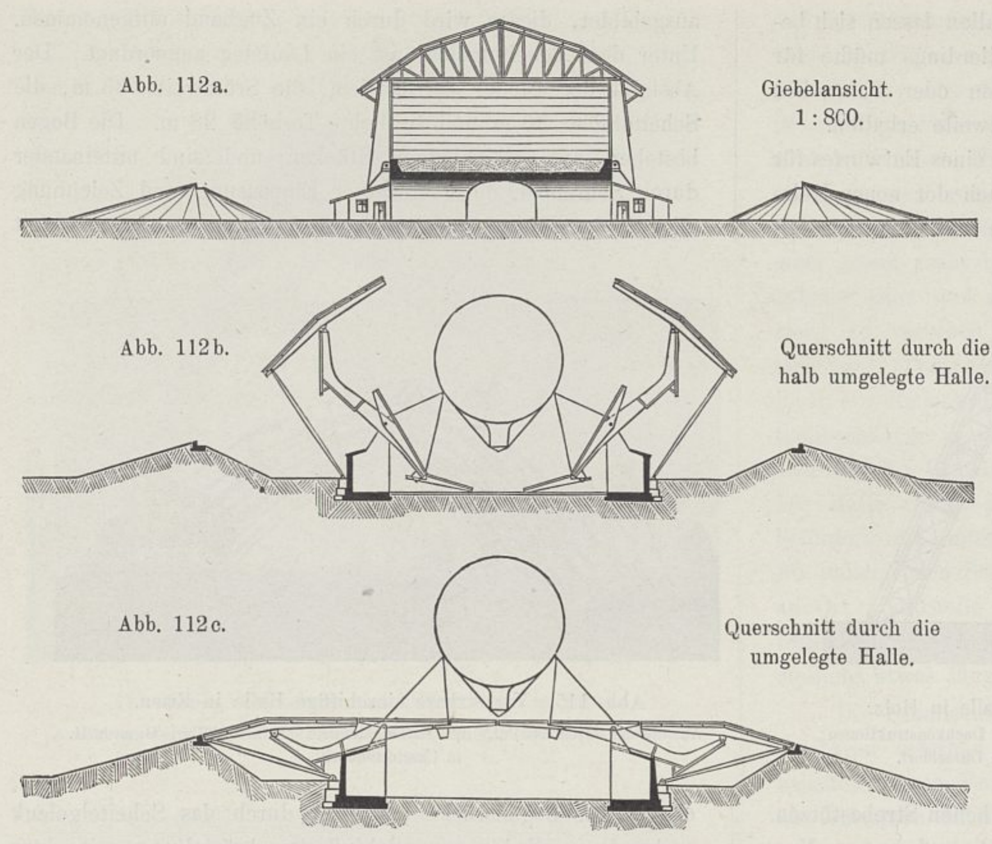


Abb. 112 a bis c. Einschiffige versetzbare Halle in Eisen.
Entwurf: Oberingenieur W. Fischer in Hannover.

keit kleinster Lichtmaße werden die Windangriffsflächen der Halle sehr klein. Der Umlegungsantrieb erfolgt in der Hallenmitte und an den Enden, und zwar mittels einer am unteren Schwingenende angreifenden Schubstange, welche durch elektrisch getriebene Spindeln bewegt wird. Die beiderseits vorgesehenen lotrecht beweglichen Falttore werden gleichfalls durch Leitspindeln gehoben und gesenkt. Seitenräume sind auf beiden Hallenseiten gemäß Text-Abb. 1, S. 577 vor. Jahrg. angegliedert. Die Längsbeweglichkeit der Werkstücke ist allerdings durch den Schwingeneingriff erschwert. Die Seilverspannung des Schiffes an den Binderschwingen ist aus den Abb. 112b und c zu ersehen. Die Seile sind am Schiff über eine lose Rolle geführt und an der Schwinge in der Nähe des Drehgelenkes und am unteren Ende befestigt. Der obere Befestigungspunkt ändert seine Höhenlage nur wenig, der untere im vorliegenden Fall so, daß das Schiff um rund 7 m gehoben bzw. gesenkt wird. Die Seilverspannung ist durchaus sicher, ohne starr zu sein. Kleine Drehungen des Schiffes um seine Längsachse sind möglich und werden bei seitlichem Winde auftreten.

Die Deckung des Daches und die Verkleidung des oberen Teils der Seitenwände müssen mit Rücksicht auf die Gleichgewichtslage der Schwinge aus tunlichst leichtem Baustoff erfolgen, die untere Wandverkleidung und der seitliche Hallenbodenbelag können schwerer gehalten werden, damit besondere Gegengewichte vermieden werden. Für erstere sind Wellblech oder Asbestzementplatten, für letztere Prüßsche Patentwände oder Eisenbetonplatten vorgesehen. Zur Belichtung sind die oberen Teile der Seitenwände und die Giebelspitzen geeignet. Die gesamte Fensterfläche beträgt 12 vH. der Hallengrundfläche. Die Lüftung erfolgt durch die Verschlußkappe am First und Lüftungsklappen in den Giebelspitzen. Hochklappbare obere und seitliche Laufstege sind vorgesehen. Entleerte Schiffe können an den Bindern aufgehängt werden. Signallichter auf beiden Seiten der Firstenden zeigen an, wenn die Halle geschlossen ist, und kennzeichnen bei umgelegter Halle deutlich den Landungsplatz an allen vier Ecken.

2. Versetzbare Hallen.

a) Bauhallen.

α) in Holz. Wie bereits unter V. 1. a) α) ausgeführt ist, eignen sich die von der Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-Gesellschaft m. b. H. in Charlottenburg nach der Bauweise „Müller“ gebauten Hallen auch zum Versetzen. Doch ist bisher noch keine Bauhalle in Holz mit der Bedingung der Versetzbarkeit ausgeführt worden.

β) in Eisen. Es widerstrebt dem Wesen der für längeren mit geschulten Arbeitern durchgeführten Betrieb errichteten Bauhalle, versetzbar zu sein. Es ist daher auch von solchen Hallen in Eisen nichts bekannt.

b) Bergungshallen.

α) in Holz. Hier lassen sich, wie unter a) α) die nach der Bauweise „Müller“ gebauten Hallen anführen. Die Halle (Text-Abb. 55, S. 41) wurde mit der ausdrücklichen Bedingung der Versetzbarkeit ausgeführt. Auch kann man die für die Ausstellungsdauer gebauten Hallen der Internationalen Luftschiffahrt-Ausstellung in Frankfurt am Main 1909 (Text-Abb. 51 und 52, S. 37) hier nennen.

Der Entwurf einer einschiffigen versetzbaren Halle von der Gesellschaft für Ausführung freitragender Dachkonstruktionen in Holz „System Stephan“ ist nachstehend beschrieben (Text-Abb. 113). Auf schnelles Zusammenbauen und Abbauen, sowie bequemen Versand ist in erster Linie Rücksicht genommen. Alle Baustoffe lassen sich an Ort und Stelle beschaffen. Des Aussehens wegen sind nur scharfkantige Hölzer verwandt. An Eisenteilen sind Winkel, Klammern und Bauschrauben benutzt, letztere nur in einer Stärke und nur in zwei verschiedenen Längen. Drahtstifte sind nur für die nicht löslichen Teile verwendet. Zur Gründung sind schräg liegende Schwellenroste vorgesehen. In Hallenlängsrichtung werden die Binder durch Drahtseile gehalten. Um den Versand und die Aufstellung zu erleichtern, sind die einzelnen Joche in Fachwerkstützen und Dachbinder zerlegt. An ihnen sind alle vorstehenden Teile vermieden, so daß sich die Teile leicht verschieben lassen. Die einzelnen Joche werden liegend zusammengebaut durch Einziehen der Binder in die Stützen und Befestigung zweier eisernen zug- und drucksicheren Eckstreben, und dann aufgerichtet.

Nach Verspannung der Joche mit Drahtseilen und Auflegen der Pfetten wird die ganze Halle mit imprägniertem Segeltuch überzogen. Die geschlossene Giebelwand wird

durch ein Drahtseilnetz versteift. Die Hallen lassen sich beliebig lang, weit und hoch bauen. Allerdings müßte für Schiffe mit abstehenden Dämpfungsflossen oder Schrauben der Binder verhältnismäßig größere Stützweite erhalten.

Text-Abb. 114 zeigt den Querschnitt eines Entwurfes für einschiffige hölzerne versetzbare Hallen nach der neuen Holzbauweise „Hetzer" mit 19,5 m Lichtweite und 15 m Scheitel-

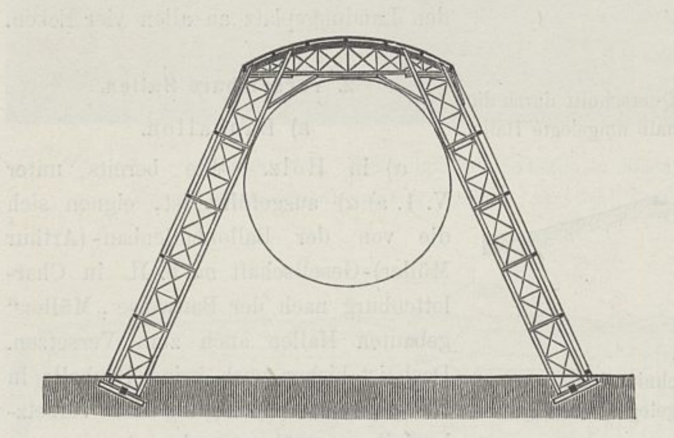


Abb. 113. Versetzbare einschiffige Halle in Holz.
Entwurf: Gesellschaft für Ausführung freitragender Dachkonstruktionen in Holz „System Stephan"-G. m. b. H. in Düsseldorf.

höhe. Dreigelenkbogen ruhen auf 8,6 m hohen Strebestützen. Diese sind auf Schwellenrost gegründet und gegen Verschieben durch einen Erdkoffer gesichert, welcher mit dem Aushub einer Grube aufgeworfen wird. Letztere kann man bei versetzbaren Hallen schließlich schon einmal mit in Kauf nehmen, wenn sie sich gut entwässern läßt und nicht bis an die Giebel reicht, so daß kein unmittelbarer Wasserzutritt von außen erfolgen kann. Die Abbildung zeigt, daß die Bauweise sich wegen ihrer kräftigen Bogenteile für versetzbare Hallen eignen dürfte.

β) in Eisen. Die Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-Gesellschaft m. b. H. in Charlottenburg verlieh 1910 eine von Karl Frank erfundene, von Gustav Trelenberg in Breslau gelieferte patentierte (D. R. P. 233611 im Besitz der Gesellschaft) eiserne einschiffige Halle. — Die Firma Trelenberg beteiligte sich auch beim Friedrichshafener Wettbewerb mit einem Entwurf für die Bauhalle. — Text-Abb. 116 zeigt die Halle mit fertigem Eisengerüst mit beinahe vollendeter Segeltucheindeckung. Rechts und links sind noch die für

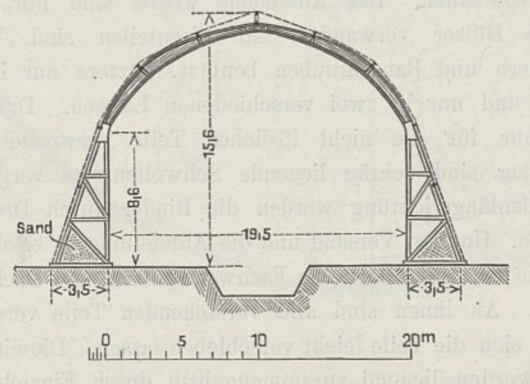


Abb. 114. Versetzbare einschiffige Halle in Holz.
Entwurf: Akt.-Ges. Otto Hetzer in Weimar.

die Aufstellung benötigten Hebeböcke zu sehen. In der Halle links steht eine ausgezogene Feuerwehrleiter. Die Binder sind als Dreigelenkbogen mit aufgehobenem Schub ausgebildet, dieser wird durch ein Zugband aufgenommen. Unter dem Scheitelgelenk ist ein Laufsteg angeordnet. Der Abstand der Binder betrug 5 m, die Stützweite 33 m, die Scheitelhöhe 30 m und die lichte Torhöhe 28 m. Die Bogen bestehen aus gleichlangen Stücken und sind miteinander durch Schrauben unter einzelner Einpassung und Zeichnung aller Stöße verbunden. Bei der Aufstellung werden zunächst



Abb. 115. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen.
Ausführung durch die Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

die beiden Bogenstücke am First durch das Scheitelgelenk verbunden und bis zum Schluß der Aufstellung mit einer Zugstange versehen. Dann werden auf beiden Seiten (Text-Abb. 115) mit besonderen Hebeböcken und Flaschenzügen die Bogenteile abwechselnd gehoben, weitere Teile untergeschoben und befestigt, worauf ein aus Einzelstäben bestehendes verlängerungsfähiges Zugband eingezogen wird. So wird weiter gebaut, bis die Bogen vollständig sind. Das Zugband greift stets am Untergurtende an festen Ösen an. Zum Heben mittels Flaschenzügen werden am Obergurtende vorübergehend Augen mit Schrauben befestigt und unter den nicht gehobenen Bogenteil besondere, genau ausgerichtete Kipplager gesetzt. Immer zwei Bogen sind miteinander versteift und werden gemeinsam gehoben. Die ganze Halle wurde 1910 innerhalb drei Wochen aufgestellt, um ein unstarres Prallschiff zu beherbergen. Die Gründung erfolgte auf eingegrabenem Schwellenrost, die Verankerung durch lange Rammpfähle. Die Segelvorhänge sind oben mit Rollwagen versehen.

Vorstehende Halle wurde 1911 etwas umgebaut und für das italienische Kriegsministerium nach Tripolis geliefert. Die Länge der Halle wurde entsprechend den neuen Anforderungen von 45 auf 95 m gebracht. Dies wurde dadurch wesentlich erleichtert, daß die Entfernung zweier verspannten Binderpaare durch den Einbau stärkerer Fachwerkpfetten von 5 m auf 10 m erhöht wurde. In der Mitte derselben wurden kräftige Holzsparren verlegt. Text-Abb. 117 zeigt die Halle während der Aufstellung. Die Segeltuchverkleidung wird gerade aufgebracht. Die Halle wurde unter schwierigen Verhältnissen unter Leitung eines deutschen Ingenieurs durch 80 italienische Soldaten innerhalb 19 Tagen aufgestellt. Die aufgebrachte Segeltuchverkleidung war nur eine vorläufige, um mit der Halle rasch unter Dach zu kommen. Später wurde sie durch eine feste Eindeckung, und zwar eine für tropisches Klima geeignete Pappe auf Holzschalung ersetzt. Die Halle besitzt keine Fenster.

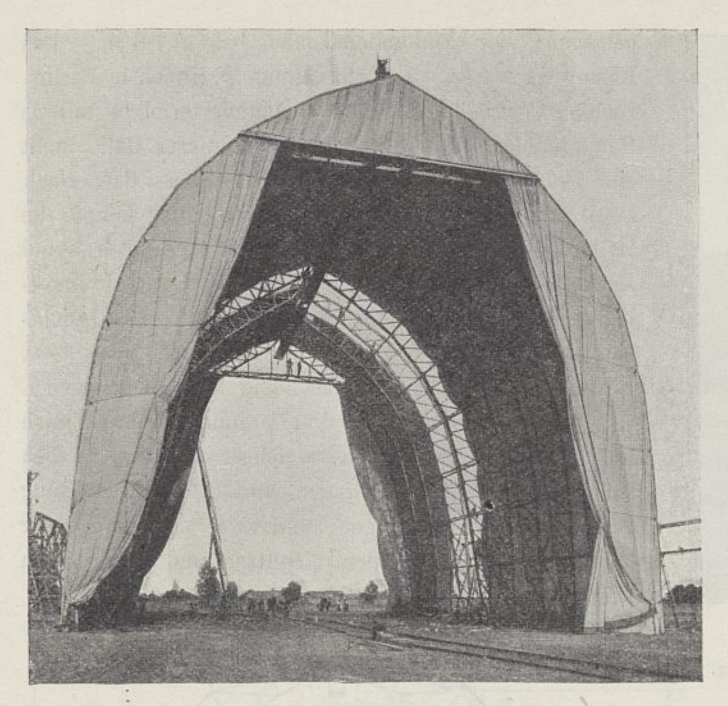


Abb. 116. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen.
Ausführung durch die Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

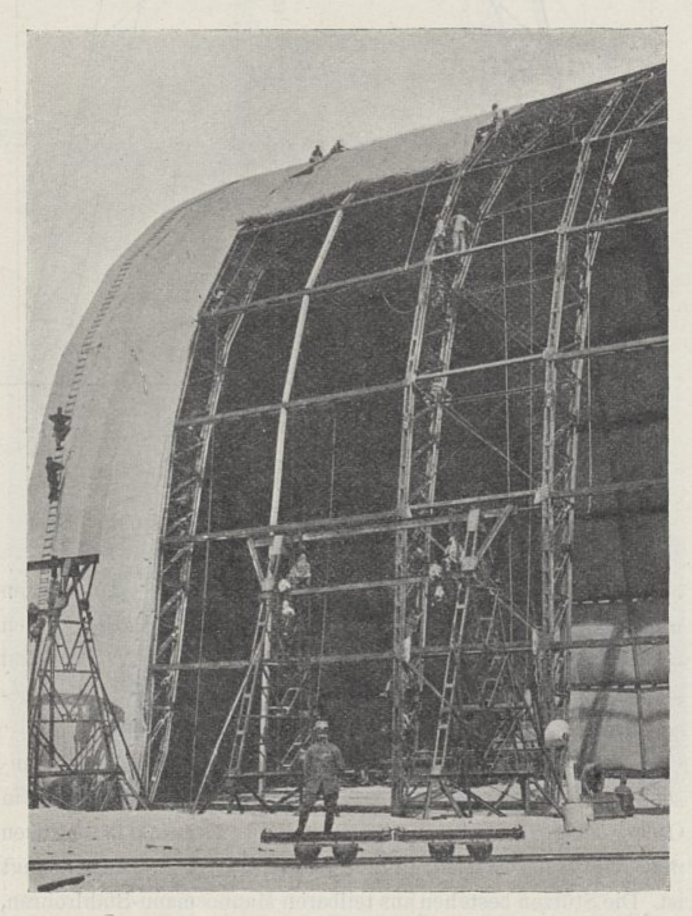
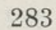


Abb. 117. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen.
Ausführung durch die Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

1912 hat die Gesellschaft nach ihrem Patente noch eine weitere eiserne versetzbare Halle an das italienische Kriegsministerium geliefert, und zwar für die Insel Leros di Egea an der kleinasiatischen Küste. Das Eisenwerk wurde vom Unternehmer D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg geliefert. Bemerkenswert ist vor allem ihre wetter- und wärmesichere Verkleidung, diese erfolgte nicht mittels Segeltuch, sondern mittels Eternitplatten auf 2 cm starker Holzschalung. Die Halle ist 100 m lang, hat 40 m Binderstützweite und 34,7 m Scheitelhöhe. Die Binderform weicht von der früheren ab und ist aus Text-Abb. 121 zu ersehen. Der hölzerne Schalungsrost ruht auf eisernen Gitterpfetten. Die verspannten Binder haben einen Abstand von 6 m, die nichtverspannten einen solchen von 7,43 m. Zwecks Abhaltung der im Sommer im Mittelmeer schon recht bemerkbaren südlichen Wärme hatte man anfangs ganz und gar davon abgesehen, die Halle mit Fenstern zu versehen. Später wurden einige kleine Fenster eingebaut (Text-Abb. 118), und zwar im Betrage von nur 3 vH. der Hallengrundfläche. Der offene Giebel ist mit Segeltuchvorhängen versehen, der geschlossene ist wie die Wände ausgebildet. Die Gründung der Halle erfolgte mittels Beton. Die Halle wurde in den drei Sommermonaten nach Leros befördert und unter Leitung eines deutschen Ingenieurs von 80 italienischen Soldaten aufgestellt. Da die Halle zunächst an Ort und Stelle bleiben sollte und von vornherein einen festen Giebel und feste Eindeckung erhielt, dauerte die Aufstellung etwas länger als in Tripolis.

Die Gesellschaft hat mit ihren kriegsbrauchbaren, versetzbaren eisernen Hallen eine besondere Hallenbauart geschaffen, deren Vorzüge kurz folgende sind: die Halle wird aus einzelnen stabförmigen Teilen zusammengesetzt, welche bequem von drei bis sechs Mann getragen werden und zufolge ihrer geringen Länge und ihres geringen Gewichtes auf gewöhnliche Last- oder Bahnwagen, auch Feldwagen geladen und selbst bei unwegsamem und schwierigem Gelände an andere Stellen gebracht werden können. Im allgemeinen besitzen die Binderteile eine Länge von 4 bis 5 m und die Pfetten eine solche von 6 bis 7 m. Die Verbindung der Teile erfolgt durch Verschraubung mittels Stahlbolzen. Die Bauart gestattet nicht nur schnellste erstmalige Ausführung, sondern ermöglicht gegebenenfalls auch den Abbruch und Wiederaufbau an anderer Stelle ohne Verlust an Baustoff in kürzester Zeit. Die Verbindung sämtlicher Teile wird nahezu zu ebener Erde ohne hohe Gerüste, nur unter Zuhilfenahme der eisernen Hebeböcke und Flaschenzüge, vollzogen. Daher können für die Aufstellung der Halle auch ungeschulte und nicht schwindelfreie Leute, wie solche gerade an Ort und Stelle zu bekommen sind, oder auch Soldaten ohne technische Ausbildung verwendet werden.

Inzwischen hat die Gesellschaft 1912 auch für das Inland eine versetzbare eiserne Halle zum dauernden Gebrauch für Prallschiffe geliefert. Sie ist 92 m lang. Die Binderstützweite beträgt 34 m und die Scheitelhöhe 27,7 m. Die Binderform begrenzt einen Kreis von 25 m Durchmesser. Unter dem First ist ein Laufsteg angeordnet. Das Dach ist mit Leatheorit auf Zinkschienen eingedeckt, die Wände und der geschlossene Giebel sind mit wagerecht gestülpter und wettersicher gestrichener Holzschalung versehen. Text-Abb. 119 zeigt einen Querschnitt der Halle. Die Binderabstände betragen 6 und 7 m. Die gesamte Fensterfläche beträgt 15 vH. der Hallengrundfläche. Nach der Sonnenseite sind die Fenster gelb gestrichen. Der offene Giebel ist mit Segeltuchvorhang versehen und ringsum in der Weise zur Erleichterung des Ein- und Ausfahrens der Schiffe bei schwerem Wetter trichterförmig erweitert (Text-Abb. 120), daß die lichte Höhe 30 m und die lichte Weite 38 m



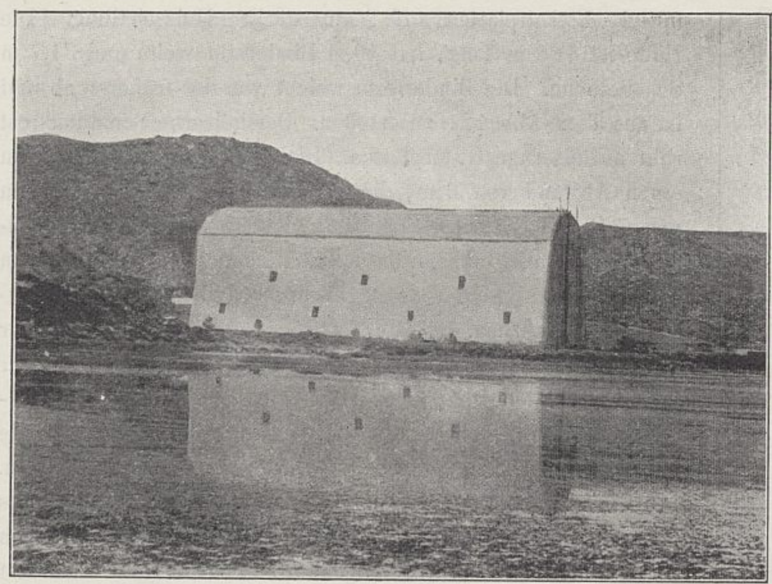


Abb. 118. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen.
Ausführung: Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

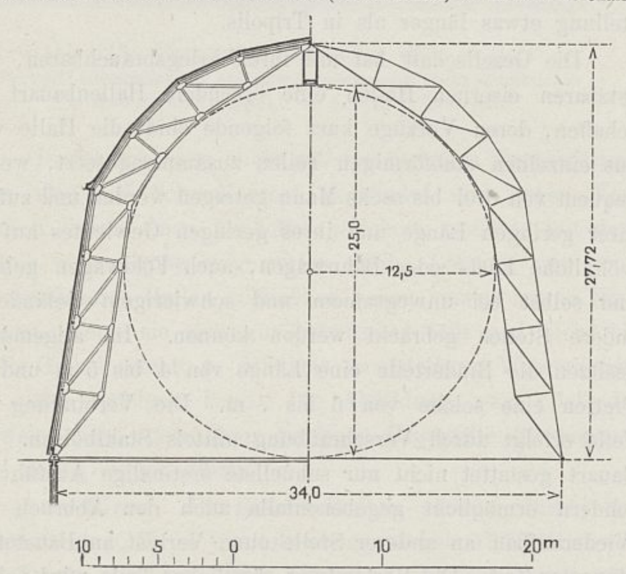


Abb. 119. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen. Querschnitt zu Abb. 120.
Ausführung: Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

betragen; der Endbinderabstand beträgt 8 m. Das Eisenwerk wurde vom Unternehmer D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg geliefert. Die Gründung erfolgte mittels Rammpfählen. Die kurze Lieferzeit dieser Halle stellt eine bisher wohl einzig dastehende Leistung dar. Nach zwei Monaten und vier Tagen ab Bestellung konnte die Halle bereits in Betrieb genommen werden, d. h. stand sie fertig da. Die eigentliche Aufstellung erfolgte innerhalb sechzehn Tagen; die auf der Text-Abb. 120 sichtbaren Raff- bzw. Spannseile werden vor Aus- bzw. Einfahrt der Schiffe ausgehakt und beiseite gezogen.

γ) Zelthallen. Ihre Verkleidung besteht lediglich aus getränktem Segeltuch, welches von zwei Reihen seilgehaltener Stützen getragen wird. Ihre Aufstellung kann sehr schnell erfolgen, und zwar mit genügender Mannschaft in 24 Stunden. Stützen und Seile bieten

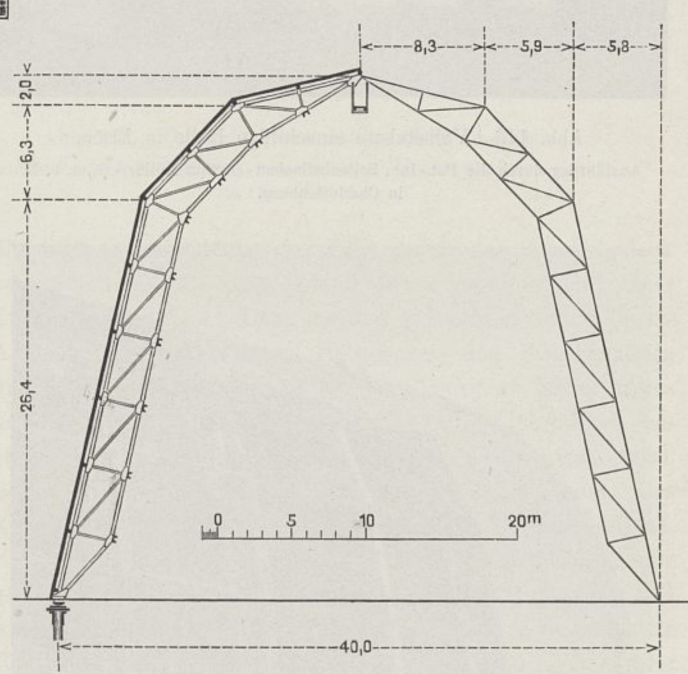


Abb. 121. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen. Querschnitt zu Abb. 118.
Ausführung: Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

einen handlichen, nicht zu schweren, einfachen, dauerhaften und wenig Raum einnehmenden Baustoff. Die Hallen eignen sich besonders für vorübergehende Zwecke. Nachstehend sind zwei Hallen mit eisernen Stützen und Drahtseilen beschrieben.

Text-Abb. 31 u. 32 (S. 605 vor. Jahrg.) zeigten eine einschiffige Halle der Unternehmung F. Behrens und A. Kühne in Oschersleben von 100 m Länge, 20 m Weite zwischen den Stützen und 24 m Höhe, wie sie ähnlich bereits zur Ausführung gelangt ist. Die Stützen bestehen aus teilbaren Mannesmann-Stahlrohren, die Zelthaut aus bestem Flachsgarnsegeltuch in metallischer, unverstocklicher, wasserdichter Tränkung. Die Verankerung der Drahtseile erfolgt mit Hilfe von schraubenförmigen patentierten Erdankern (D.R.P. 227403). Diese zeichnen sich durch geringes Gewicht und Billigkeit aus, gestatten leichtes und sicheres Ein- und Ausdrehen und sollen sich in jedem Boden bewähren. Das Ausdrehen wird dadurch erleichtert, daß der Ankerschaft an einer mittleren Schraubenwindung angreift und aus Gelenkstäben (d. h. Rundstäben mit Augen) besteht, so daß er nachgiebig ist und sich nicht verbiegen kann. Jeden-

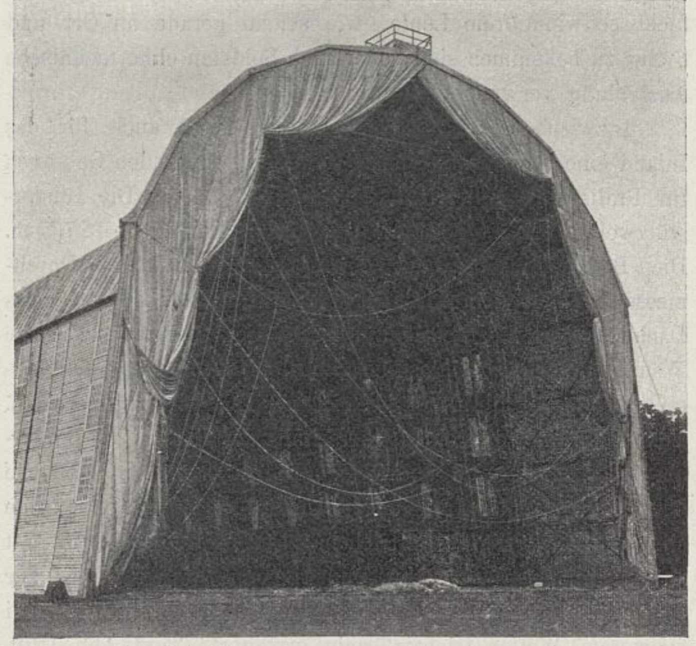


Abb. 120. Versetzbare einschiffige Halle in Eisen.
Ausführung: Pat.-Inh. Ballonhallenbau-(Arthur Müller)-G. m. b. H. in Charlottenburg.

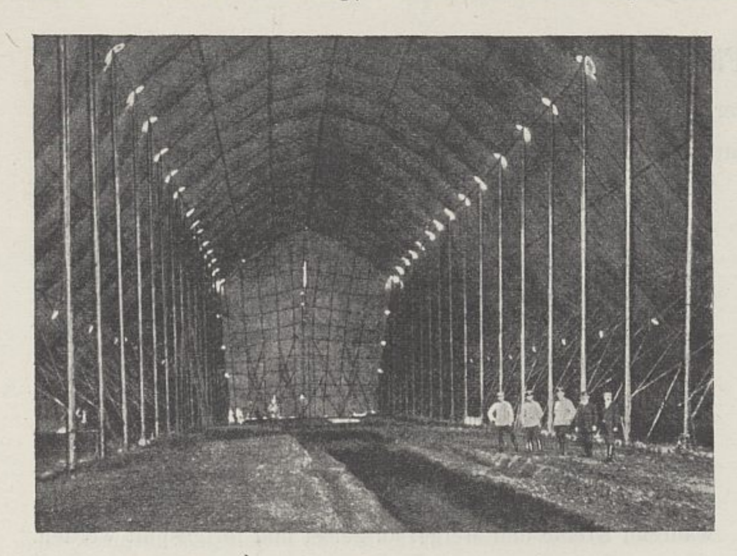


Abb. 122. Einschiffige Zelthalle mit Rohrstützen.
Ausführung: F. Behrens u. A. Kühne in Oschersleben.

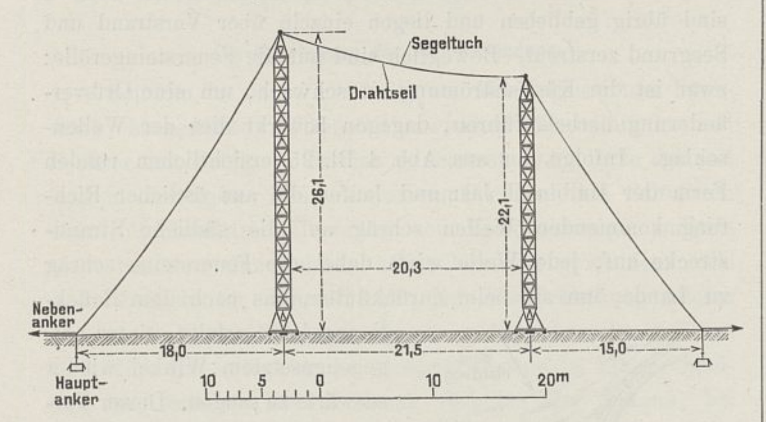
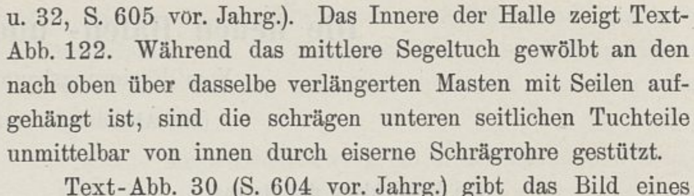


Abb. 123. Einschiffige Zelthalle mit Gitterstützen.
Entwurf: Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho.



u. 32, S. 605 vor. Jahrg.). Das Innere der Halle zeigt Text-Abb. 122. Während das mittlere Segeltuch gewölbt an den nach oben über dasselbe verlängerten Masten mit Seilen aufgehängt ist, sind die schrägen unteren seitlichen Tuchteile unmittelbar von innen durch eiserne Schrägrohre gestützt.

Text-Abb. 30 (S. 604 vor. Jahrg.) gibt das Bild eines Flugzeugschuppens der gleichen Unternehmung mit 181,8 qm Grundfläche, 16 m Einfahrtsbreite und 4,5 m Einfahrtshöhe.

Der Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho hatte auf der I. L. A. in Frankfurt am Main 1909 im Modell eine Halle „Universal“ ausgestellt, welche Text-Abb. 123 im Querschnitt wiedergibt. Die Stützen bestehen aus Eisengitterwerk und gehen nicht durch das Zeltdach hindurch, sondern bleiben innerhalb desselben. Auch die Seile befinden sich alle innerhalb des Tuches, welches sie tragen. Die Stützen der einen Reihe sind höher als die der anderen, damit das Regenwasser vom Dache ablaufen kann. Die Verankerung der Schrägseile ist sorgfältig durchgebildet. Hauptanker nehmen die lotrechten und Nebenanker die wagerechten Seitenkräfte der Seilzüge auf.

Obgleich nicht für die Aufnahme von Luftschiffen, sondern von Flugzeugen bestimmt, mögen ihrer grundsätzlichen Verschiedenheit wegen noch zwei Zelte Erwähnung finden, welche von den Unternehmern Gebr. Cassel in Frankfurt a. M. hergestellt werden. Das Zelt Text-Abb. 124 wird von zwei inneren seilgehaltenen Stützen getragen, während das Zelt Text-Abb. 125 von vier äußeren seilgehaltenen Stützen getragen wird. Erstere Anordnung wird die freie Beweglichkeit im Innern etwas behindern, während letztere weniger einfach ist. Das Zelt Text-Abb. 124 hat eine lichte Höhe von 4,5 m und eine lichte Weite von 15 m. Es wiegt



Abb. 124. Flugzeugzelt.

Abb. 125. Flugzeugzelt.

Ausführung: Unternehmer Gebr. Cassel in Frankfurt a. Main.

falls ist beim Eindrehen, insbesondere bei weichem lockeren Boden, auch darauf zu achten, daß die wagerechte Seitenkraft des Seilzuges aufgenommen wird, da der Ankerschaft sonst seitlich beliebig tief in den Boden einschneidet. Beide Giebel der Halle besitzen zweiteilige Segeltuchvorhänge (siehe Abb. 31

nur 1400 kg und kann durch zehn Mann in 90 Minuten aufgestellt und in 20 Minuten wieder abgebrochen werden. Bei einem Wettbewerb gelegentlich des II. Oberrheinischen Zuverlässigkeitsfluges 1912 wurde es durch den ministeriellen Schnelligkeitspreis ausgezeichnet. (Schluß folgt.)

Die neuen Hafen- und Fähranlagen in Saßnitz.

Vom Regierungsbaumeister Proetel in Danzig.

(Mit Abbildungen auf Blatt 25 bis 30 im Atlas.)

Die Entwicklung des Hafens.

Der Hafen von Saßnitz liegt an der Südostseite der rügenschen Halbinsel Jasmund (Abb. 4 Bl. 25). Er wurde ursprünglich als Stützpunkt und Zufluchtshafen für die Ostseefischerei angelegt. Der erste Ausbau begann im Jahre 1889 (vgl. Jahrg. 1904, S. 113 d. Zeitschr.). Durch Herstellung der Molenstrecke $A-B$ (Abb. 2 Bl. 25) wurde zunächst ein geschütztes Becken von etwa 5,2 ha Wasserfläche geschaffen. Schon in den Jahren 1891 bis 1895 wurde eine beträchtliche Erweiterung durch den Bau der Molenstrecken $B-C$ und $D-E$ (Abb. 2 Bl. 25) vorgenommen; die letztere Strecke wurde als Inselmole ausgeführt, die Einfahrt erfolgte durch die 80 m weite Öffnung zwischen C und D. Gleichzeitig wurden an der Nordseite des Beckens hölzerne Bollwerke und zwei zum Anlegen von kleineren Dampfern geeignete Landebrücken hergestellt. Die Wassertiefe wurde auf 4 bis 5 m gebracht. Es zeigte sich bald, daß der Molenschutz für die Ruhe im Hafen unzureichend war; die an den Brücken und Bollwerken liegenden Schiffe rollten heftig, wenn bewegte See vor dem Hafen stand, und die Ladestraßen sowie die inzwischen begonnenen Eisenbahnanlagen wurden öfter beschädigt. Man entschloß sich daher schon im Jahre 1896, die Molenöffnung zu schließen und die Seefläche westlich von dem Molenkopfe E so zu vertiefen, daß die Schiffe von Westen her einfahren konnten. Gleichzeitig wurden die Ladeflächen an der Nordseite durch Aufschüttungen erweitert und von einer massiven Kaimauer eingefaßt.

Der Hafen gewann erheblich an Bedeutung, als nach Fertigstellung der Rügenbahn im Jahre 1897 die Postdampferlinie Saßnitz — Trälleborg eröffnet wurde; damit war Saßnitz preußischer Ausgangspunkt für den Schwedenverkehr geworden. Seitdem hat der Hafen sich rasch weiterentwickelt, namentlich durch das Anwachsen des Bade- und Touristenverkehres. Er ist der einzige Schutzhafen für die zahlreichen zwischen den pommerschen und rügenschen Badeorten verkehrenden Personenfahrzeuge. Außerdem wird er immer häufiger als Bekohlungshafen für kleinere Marinefahrzeuge, namentlich für Torpedoboote, benutzt. Auch hat sich ein nicht unbedeutender örtlicher Güterverkehr entwickelt, hauptsächlich durch die Ausfuhr der auf Jasmund gewonnenen Kreide, die teils geschlämmt und gemahlen, teils auch im Rohzustande verschifft wird. Für das Verladen von Rohkreide ist seit einiger Zeit eine im Privatbesitz befindliche Drahtseilbahn mit Sturzgerüst angelegt worden, mittels der das einige Kilometer landeinwärts gewonnene Ausfuhrgut herangebracht und aus den Hängewagen sogleich in die Schiffe verstürzt wird. Der Zustand des Hafens kurz vor Inangriffnahme der Bauten für die Fährverbindung wird durch Abb. 2 Bl. 25 dargestellt.

Strandverhältnisse.

Bemerkenswert sind die geologischen Verhältnisse des Ufergeländes und ihre Einwirkungen auf den Zustand des Fahrwassers. Das Hochufer erhebt sich in der Nähe des Hafens 25 bis 30 m über Mittelwasser, nach Norden zu steigert sich seine Höhe allmählich bis zu rd. 100 m; es fällt mit steiler Böschung ab, der ein schmaler flacher Vorstrand vorgelagert ist. Die Gebirgsart ist vorwiegend Kreide, darüber sind schwache diluviale Schichten, meistens Geschiebemergel, gelagert. Der alluviale Vorstrand setzt sich fast ausschließlich aus faust- bis walnußgroßen Feuersteinen zusammen. Letztere sind in der Kreide zahlreich eingelagert, sie bleiben bei Verwitterung und Absturz der Ufer zurück, während Kreide und Mergel aufgelöst und fortgespült werden. Auch die aus dem Diluvium stammenden Geschiebe, nämlich Granitfindlinge von teilweise recht erheblichen Abmessungen, sind übrig geblieben und liegen einzeln über Vorstrand und Seegrund zerstreut. Beweglich sind nur die Feuersteingerölle; zwar ist die Küstenströmung zu schwach, um eine Ortsveränderung herbeizuführen, dagegen bewirkt dies der Wellenschlag. Infolge der aus Abb. 4 Bl. 25 ersichtlichen runden Form der Halbinsel Jasmund laufen die aus östlicher Richtung kommenden Wellen schräg auf die südliche Strandstrecke auf, jede Welle wirft dabei die Feuersteine schräg zu Lande, um sie beim Zurückfluten, das nach dem Reflektionsgesetze erfolgt, unter entgegengesetztem Winkel wieder seewärts zu saugen. Dieser Vorgang wird durch Text-Abb. 1 erläutert; er hat zur Folge, daß die Geschiebe auf einem Zickzackwege am Strande entlang wandern. Man kann die Erscheinung bei stärkerem Seegang deutlich beobachten; die Bewegung der Feuersteine ist von einem klappernden Geräusche begleitet, sie beginnt erst bei einer gewissen Heftigkeit des Seeganges und ist viel mehr von der Stärke als von der Häufigkeit des letzteren abhängig. Da die stärksten Wellen bei nordöstlichen und östlichen Winden entstehen, so findet die Wanderung der Feuersteine von Norden nach Süden und Südwesten, der Küste folgend, statt, obwohl die häufigeren Winde aus Westen wehen. Man kann den Zug der Feuersteine bis zu dem alluvialen Dünengebiete der „schmalen Heide“ verfolgen, trotzdem die abbrüchigen Kreideufer schon bei Saßnitz endigen.

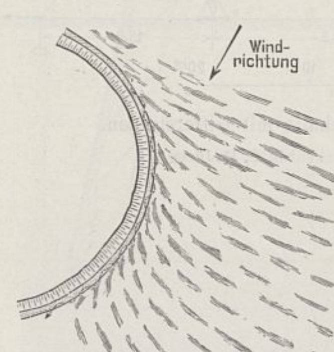


Abb. 1. Geschiebewanderung.

Ursprünglich fürchtete man, daß der Saßnitzer Hafen und die Reede durch die Feuersteinwanderungen stark verflacht werden würden, da die Gerölle spätestens am Ende der Mole liegen bleiben müssen. Man suchte das Übel dadurch zu vermeiden, daß man das östliche Ende der Mole ursprünglich nicht an den Strand anschloß, sondern bei A eine Öffnung, einen sogenannten Freipaß, bestehen ließ, in der Erwartung, daß die Küstenströmung die Gerölle durch den Hafen hindurchtragen werde. Die mit dieser Anordnung gemachten Erfahrungen waren sehr ungünstig; die Feuersteine drangen zahlreich in den Hafen ein und verflachten

ihn stark, an eine selbsttätige Räumung durch die Strömung war nicht zu denken. Der Freipaß wurde daher sehr bald wieder geschlossen.

Man hat seitdem die Gerölle ungehindert an der Mole entlang wandern lassen. Bisher sind noch keine größeren Verflachungen vorgekommen, weil einerseits am Strande nordöstlich vom Hafen in den letzten Jahren zahlreiche dem Uferschutz dienende Buhnen und Parallelwerke erbaut worden sind, die einen großen Teil der wandernden Gerölle auffangen, und weil anderseits die Mole wiederholt verlängert und in immer tieferes Wasser vorgetrieben ist, so daß noch große Räume auszufüllen sind, bis die Ablagerungen die Hafeneinfahrt erreichen. Gegenwärtig erhöht sich der Strand nur an der Molenwurzel beträchtlich. Die Wanderung der Gerölle ist übrigens langsamer, als man früher angenommen hat, man wird auch in Zukunft imstande sein, die störenden Ablagerungen durch Baggerung zu beseitigen.

Die Herstellung der Fährverbindung.[1])

Seitdem im Jahre 1903 die von Mecklenburg und Dänemark hergestellte Fähranstalt zwischen Warnemünde und Gjedser mit Erfolg in Betrieb genommen war, hatte der seit langem erwogene Plan, zwischen Preußen und Schweden einen unmittelbaren Übergang von Eisenbahnwagen mittels einer Seefähre einzurichten, neues Interesse gewonnen. Als man endlich im Jahre 1907 der Verwirklichung dieses Planes ernstlich näher trat, kamen preußischerseits mehrere Orte für die Anlegung des Ausgangshafens in Frage, nämlich bei östlicher Linienführung Saßnitz oder Arkona, bei westlicher Zingst oder Barhöft. Die beiden letzten Orte mußten nach genauerer Prüfung ausgeschlossen werden, weil ein dort zu erbauender Hafen stark unter Versandung und Eisbildung leiden würde. Von den beiden übrigen bot Arkona die meisten technischen Vorzüge, auch liegt es um etwa 20 km näher an Trälleborg als Saßnitz. Trotzdem hat sich die Staatsregierung nach sorgfältiger Prüfung schließlich für die Linienführung über Saßnitz entschieden, weil diese nach der zu erwartenden Verkehrsentwicklung als die wirtschaftlichste erkannt wurde. Da der Saßnitzer Hafen seinen Zwecken zur Aufnahme der Küstenschiffahrt, des Fischerei- und Touristenverkehrs sowie als Bekohlungshafen für Marinefahrzeuge nicht entzogen werden durfte, so mußte für den Fährverkehr eine beträchtliche Erweiterung vorgenommen werden. Die Wasserfläche wurde durch den Bau neuer Molenstrecken von 21,2 auf 30,4 ha gebracht, gleichzeitig wurde die bisher offene Südwestseite durch die neue Westmole abgeschlossen; für die Bahnhofs- und Gleisanlagen, für Kaiflächen, Schuppen, Werkstätten und für die Landevorrichtungen der Fähren wurde ein rd. 6,5 ha großes Hafengelände neu geschaffen.

Abb. 1 Bl. 25 stellt den Lageplan des Hafens nach Fertigstellung des Ausbaues dar. Die wichtigsten Neuausführungen sind folgende:

die Verlängerung der älteren Mole (Ostmole) um insgesamt 430 m und die Herstellung einer Westmole von 125 m Länge;

die Austiefung des Fahrwassers außerhalb und innerhalb des Hafens und die Schaffung des neuen Hafengeländes durch Aufschüttung von Seeflächen und Abgrabung des Hochufers;

das 235 m lange Seedeckwerk im Anschluß an die Westmole und das 530 m lange Binnendeckwerk zur Sicherung des neu aufgeschütteten Hafengeländes zwischen Westmole und Fährbetten;

die 274 m lange Kaimauer;

die beiden Fährbetten;

die beiden 50 m langen Landebrücken;

die große Futtermauer an der Böschung des Hochufers und die Erweiterung des Bahnhofes Saßnitz-Hafen;

die Hafenhochbauten (Zoll- und Güterschuppen, Postgebäude und Betriebswerkstatt) und die Dienstwohngebäude für Beamte und Arbeiter;

die Beleuchtungs-, Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen;

die Seezeichen;

die Anlage für drahtlose Telegraphie.

Die Bewilligung der Geldmittel erfolgte erstmalig durch Gesetz vom 18. März 1908, wodurch 8810000 Mark zur Verfügung gestellt wurden; eine weitere Rate von 1391000 Mark ist durch Gesetz vom 25. Juli 1910 nachbewilligt worden, nachdem die Erweiterung der Molen und des Fahrwassers über das zuerst vorgesehene Maß hinaus, sowie die Einrichtung drahtloser Telegraphie als notwendig erkannt worden waren. In den erst zu Anfang des Jahres 1908 zu Ende gebrachten Verhandlungen mit Schweden war festgesetzt worden, daß die Betriebseröffnung bereits Anfang Juli 1909, also nur 16 Monate nach der Geldbewilligung, stattfinden sollte. Da auch bei Beginn der Bauausführungen nur Vorentwürfe fertiggestellt waren, so mußte in kurzer Zeit eine nicht gewöhnliche Aufgabe bewältigt werden.

Mit der Ausführung wurde am 10. April 1908 begonnen. Die östlich vom Werkstattgebäude liegenden Anlagen, außerdem der größte Teil der Baggerungen und die Unterbauten der Molen- und Deckwerke, wurden so gefördert, daß die Betriebseröffnung am 6. Juli 1909 in Gegenwart Ihrer Majestäten des deutschen Kaisers und des Königs von Schweden plangemäß erfolgen konnte. Die Fertigstellung der Ostmole bis zum Punkte F, der Westmole, der beiden Deckwerke, der Baggerungen innerhalb des Hafens bis zur Linie $a-b$, außerhalb bis zur Linie $c-d-e$ (Abb. 3 Bl. 25), der Geländeaufschüttungen und der Seezeichenanlagen ist im Juni 1910 erfolgt, damit war der erste Ausbau vollendet. Die weitere Ostmolenverlängerung bis zum Punkte G, die Vertiefung des Fahrwassers bis zur Linie $f-g$ innerhalb und bis zur Linie $d-h$ außerhalb des Hafens, sowie die Anlage für Funkentelegraphie sind in der Zeit vom Juli 1910 bis zum August 1912 ausgeführt worden.

Mit der Herstellung der Fähranlagen ist ein für den Verkehr zwischen Mitteleuropa und Skandinavien sehr bedeutungsvolles Werk geschaffen worden. An Ausdehnung und Vollkommenheit der Anlagen, an Größe und Schnelligkeit der Betriebsmittel übertrifft es zurzeit alle anderen Seefähren Europas.

1) Eine kurze Beschreibung der Fähranlagen ist bereits im „Zentralblatt der Bauverwaltung“, Jahrg. 1909, Nr. 54, erschienen.

Beschreibung der einzelnen Bauwerke.

1. Die Molen.

Der für den Fährverkehr erforderliche Platz wurde durch Vergrößerung des Hafens nach Westen zu geschaffen. Zu diesem Zwecke ist die Hauptmole zunächst um 230 m, nämlich bis zum Punkte *F* (Abb. 1 Bl. 25) verlängert worden; außerdem wurde zur Erzielung ruhigen Wassers die früher offene Südwestseite durch die neue 125 m lange Westmole abgeschlossen. Die Einfahrtsöffnung ist 125 m weit gewählt worden. Nach Eröffnung des Fährbetriebes zeigte sich jedoch, daß der Molenschutz noch nicht genügte; die langen Wellen, die bei starken östlichen und nordöstlichen Winden auftreten, gelangen als Dünung durch die Einfahrtsöffnung in den Hafen und bewirkten, daß die Fährschiffe in den Fährbetten bisweilen heftig rollten. Da die Hafenöffnung ohne Erschwerung der Einfahrt nicht verengt werden durfte, so konnte nur durch einseitige Verlängerung der Ostmole, parallel zur Einfahrtsrichtung, Abhilfe geschaffen werden. Die Wellen sollten dadurch weiter von der Hafenöffnung abgelenkt werden. In der Tat ist nach Fertigstellung der 200 m langen Strecke *F*—*G* eine wesentliche Besserung der Verhältnisse erreicht worden. Ein vor Beginn der kostspieligen Molenverlängerung unternommener Versuch, die Unruhe von den Fährbetten durch eine im Hafen an der Ostseite der letzteren hergestellte hölzerne Schutzwand (Abb. 1 Bl. 25) fernzuhalten, hat nicht den gewünschten Erfolg gehabt.

Die neuen Molen sind nach der an den älteren Strecken bewährten Bauart ausgeführt worden (vgl. Jahrg. 1904, S. 113 d. Zeitschr.). Sie bestehen nach den Abb. 1 bis 5 Bl. 26 im Unterbau aus einer durch zwei gegeneinander verankerte Pfahlreihen zusammengehaltenen, bis zum Mittelwasserspiegel reichenden Steinschüttung und im Oberbau aus Granitmauerwerk mit Einlagen von Sparbeton. Die Abmessungen richten sich nach der Wassertiefe und nach der Beanspruchung. Am leichtesten konnte die Westmole ausgeführt werden (Abb. 1 Bl. 26), weil sie nur bis zu 4,5 m Wassertiefe reicht und nur den von Südwesten und Westen kommenden Wellen ausgesetzt ist, die sich wegen der geringen Landentfernung auch bei schweren Stürmen nicht stark entwickeln können. Die weit kräftiger ausgebildete Ostmolenverlängerung (Abb. 2 bis 5 Bl. 26) hat dagegen bei 6 bis 8 m Wassertiefe den Anprall der stärksten aus östlicher Richtung kommenden Wellen auszuhalten. Die Pfähle des Unterbaues sind bei allen Molenstrecken mit Neigung gegeneinander gestellt; sie lehnen sich am oberen Ende gegen einseitige Holme, die durch schmiedeeiserne Rundanker miteinander verbunden sind. Letztere sind an beiden Enden mit Gewinde, Unterlagsplatte und Doppelmutter versehen; sie sind unverzinkt, weil man nach früheren Erfahrungen außer der Verminderung der Festigkeit durch den Verzinkungsvorgang auch noch schädliche elektrolytische Veränderungen infolge Berührung der beiden Metalle mit dem Seewasser befürchtete. Zur Verminderung der Rostgefahr wurden die Anker vor der Verwendung in heißen Steinkohlenteer getaucht. Über die Wirkung des Rostes konnte festgestellt werden, daß ein ursprünglich 52 mm starker Anker der alten Molenstrecke, der 25 Jahre lang im Seewasser gelegen hatte, bei der Auswechslung an der am meisten angefressenen Stelle eine Schwächung um etwa 7 mm erfahren hatte.

Da von den Ankern die Sicherheit der Mole abhängig ist, so muß Vorsorge getroffen werden, daß etwa gerissene Stücke erneuert werden können. Die Anker sind deshalb nicht eingemauert, sondern in hölzernen Kästen von 7×14 cm lichter Weite verlegt worden (Text-Abb. 2). Letztere dienen nur als Lehren, um den gewünschten Hohlraum im Mauerwerk herzustellen. Sie werden hochkantig verlegt, das untere Brett wird durch Unterstopfung fest gegen den Anker gepreßt, so daß der Hohlraum über dem Eisen verbleibt; dadurch ist noch ein Nachsacken des Mauerwerks möglich, ohne daß die Anker belastet werden.

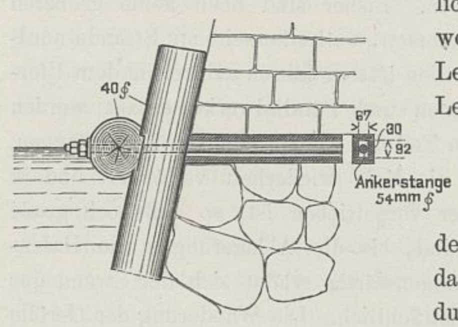


Abb. 2. Molenanker nebst Ankerkasten.

Zum Einrammen der Pfähle wurde bei der Ostmole ein festes Gerüst nach Abb. 15 Bl. 30 hergestellt, das später auch für das Einbringen der Steinpackung benutzt wurde. Während man bei den früheren Molenbauten besondere, später in der Steinpackung belassene Pfahljoche hergestellt hatte, wurden diesmal die Rüstpfähle so gestellt, daß sie als Bestandteile der endgültigen Molenpfahlreihe benutzt werden konnten. Sie wurden von einer schwimmenden Ramme in 5 m Abstand vorausgeschlagen und durch eiserne Querträger verbunden; die die Seitenversteifung bildenden Zugstangen waren mittels Kettenschlingen am Grunde und mittels Schellen am oberen Pfahlende befestigt. Auf kräftigen doppelten Längsholmen wurden alsdann die Fahrschienen für die beiden Dampframmen verlegt.

Nach Fertigstellung und Verankerung der Pfahlreihen wurde die Steinschüttung des Unterbaues eingebracht. Dabei wurde besondere Sorgfalt angewendet, weil an Teilen der alten Mole beobachtet worden ist, daß der aus großen Steinen mit zahlreichen Zwischenräumen hergestellte Unterbau die Wellenbewegung zu wenig dämpft, so daß die gewünschte Ruhe im Hafen nicht erreicht wird. Um möglichste Dichtigkeit zu erzielen, wurde die neue Schüttung aus Steinen von drei verschiedenen Größen hergestellt. Klasse 1 bestand aus Stücken von 500 bis 1000 kg, sie wurde zur Herstellung der Grundschicht und der an die Pfahlreihen stoßenden Teile verwendet. Klasse 2 bestand aus Stücken von 100 bis 500 kg, Klasse 3 aus faustgroßen Stücken; aus beiden letzteren zusammen wurde der innere Kern der Schüttung gebildet. Beim Einbringen der Steine wurden Schichten von höchstens 50 cm Höhe in der vollen Molenbreite so hergestellt, daß die Zwischenräume zwischen den großen Steinen durch die kleinen Brocken möglichst vollständig ausgefüllt wurden. Durch häufiges Nachpeilen wurden die Schüttungen streng überwacht. In der Tat sind die neuen Molenstrecken erheblich dichter geworden als die älteren.

Die Schüttung blieb nach ihrer Fertigstellung noch mindestens während eines Winters sich selbst überlassen, damit sie unter dem Einfluß des Wellenschlages noch möglichst fest zusammensacken sollte. Nachdem dann die erforderlichen Nachfüllungen ausgeführt und die oberste

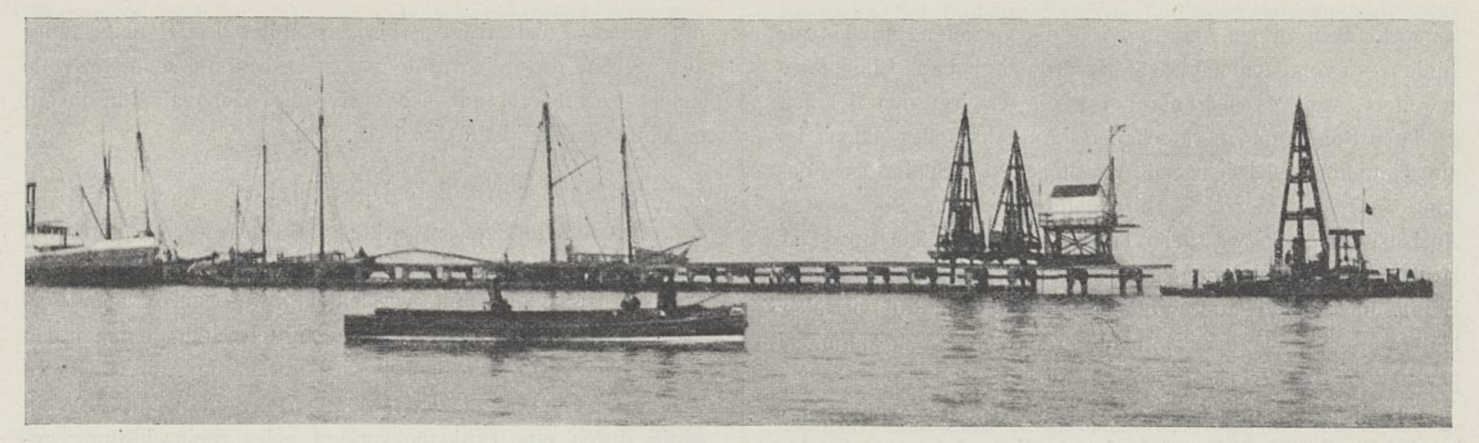


Abb. 3. Bau der Ostmole.

Schicht aus kleinen Steinen möglichst eben hergestellt war, wurde an ruhigen Tagen eine dünne Mörtelbettung aus schnellbindendem Portlandzement eingebracht, in die sogleich die unterste Schicht des Bruchsteinmauerwerks verlegt wurde. Um Auswaschungen nach Möglichkeit einzuschränken, wurde auch für das Mauerwerk, und zwar in voller Breite bis 50 cm, an der Seeseite bis 1 m über M.W. schnellbindender Portlandzement verwendet, während für den übrigen Teil gewöhnlicher Zement benutzt wurde.

Beim Bau der alten Molenstrecken waren die erforderlichen Steine von dem mit zahlreichen Findlingen bedeckten Strande entnommen worden. Neuerdings ist dies durch Polizeiverordnungen verboten, weil man den Steinblöcken mit Recht eine große Bedeutung für den Schutz der Küsten gegen den Angriff der See beimißt. Daher mußten sowohl die Rohsteine für den Unterbau als auch die lagerhaft bearbeiteten Steine für den Oberbau aus Bornholmer und schwedischen Brüchen beschafft werden. Ein Versuch, wenigstens die letzteren aus deutschen Brüchen zu beziehen, schlug fehl, weil die entstehende Eisenbahnfracht, trotz eines sehr billigen Ausnahmetarifs, im Vergleich zu der noch erheblich billigeren Seefracht skandinavischer Steine zu teuer wurde; während für 1 cbm der letzteren nur 19,15 bis 20,25 Mark bezahlt wurden, stellte sich der Einheitspreis für schlesische Steine aus der Gegend von Görlitz auf rd. 30 Mark.

Der Sparbeton wurde aus Zementmörtel und gesiebtem Kies in Mischung 1 : 5 : 7 hergestellt und in rechteckigen Nestern eingebaut, zwischen denen 2 m starke Rippen aus Bruchsteinmauerwerk in 10 m Abstand ausgeführt sind. Da Nachsackungen des Unterbaues auch bei sorgfältigster Herstellung der Steinpackung im Laufe der Zeit nicht ausbleiben, so sind an dem Oberbau der alten Molenstrecken vielfach Risse vorgekommen. Um diese zu vermeiden, ist das Mauerwerk bei den neuen Strecken durch Querfugen in Abschnitte von 10 m Länge eingeteilt worden. Die Fugen sind durch Einmauern einer doppelten senkrechten Lage einfacher Dachpappe gebildet. Zur Verhütung seitlicher Verschiebung der Mauerklötze sind diese mit Nischen und Vorsprüngen, ähnlich den Nuten und Federn bei Spundbohlen, versehen worden (vgl. Abb. 5 Bl. 26).

Das Ende der Molen wird durch einen verbreiterten Kopf nach Abb. 4 u. 5 Bl. 26 gebildet. Während bei anderen Häfen der Molenabschluß meistens mittels großer ausgemauerter Sinkkästen hergestellt wird, ist hier von der Bauart der übrigen Molenstrecke nicht abgewichen worden. Die Pfahlreihen sind durch zwei senkrecht zur Längsrichtung gestellte und gegeneinander verankerte Querreihen abgeschlossen, so daß ein von Pfählen umschlossener rechteckiger Unterbau entstanden ist. Die Anker der äußeren Querreihe sind in zwei Gruppen strahlenförmig nach der inneren Reihe geführt, die Muttern sind durch zwei Einsteigeschächte zugänglich, so daß nötigenfalls Auswechslungen möglich sind. Das Mauerwerk des Molenkopfes ist aus der rechteckigen Grundrißform allmählich in die Form eines Halbkreises übergeführt worden (Abb. 5 Bl. 26); beide Molenköpfe tragen ein Leuchtfeuer und ein Nebelsignal.

Die Molen sind mit Steigeisen und Schiffsringen ausgerüstet; letztere sitzen an Ankern, die durch den Oberbau ganz hindurchgeführt und zwecks Auswechslung in eingemauerten Gasrohren verlegt sind (Text-Abb. 4). In der Nähe des Molenkopfes sind drei Granitpoller eingemauert, die zur Befestigung von Schwojetrossen für größere Segelschiffe dienen sollen.

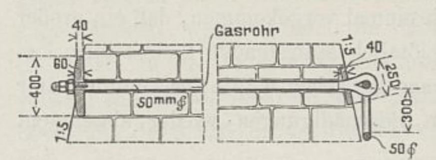


Abb. 4. Anordnung der Schiffsringe an den Molen. 1:50.

Zum Schutze der Schiffe bei Berührung mit den Molen ist die innere Seite der letzteren mit Streichpfählen ausgerüstet, in derselben Weise, wie sie bei Kaimauern angewendet werden; die äußere Seite, in deren Nähe Schiffe nicht kommen dürfen, ist ungeschützt. Vor dem Kopfe der Ostmole und der Westmole sind zur Sicherheit der Schiffe drei Stück kräftige fünfpfählige Dalben hergestellt worden (Abb. 5 Bl. 26). Text-Abb. 3 veranschaulicht den Bau der Ostmole; rechts sieht man die Schwimmramme beim Einschlagen der Gerüstpfähle, auf dem fertigen Gerüst sieht man eine Signalbude und die beiden Dampframmen, welche die Pfahlreihen einschlagen, während links verschiedene Fahrzeuge mit dem Einbringen der Steinschüttung beschäftigt sind.

2. Austiefung des Fahrwassers und Aufschüttung des neuen Hafengeländes.

Die Fährschiffe gehen bei voller Belastung und Ausrüstung annähernd 5 m tief. Damit auch bei niedrigstem Wasserstande, der nach den bisherigen Beobachtungen zu 1,25 m unter M.W. angenommen wird, noch Wasser unter dem Kiel verbleibt, wurde der für den Fährschiffsverkehr bestimmte Teil des Hafens nach Ausweis des in Abb. 3 Bl. 25 gegebenen Übersichtsplanes bis 6,5 m unter M.W. ausge-

baggert. Beim ersten Ausbau wurde die Vertiefung nur bis zur Linie $a-b$ vorgenommen, später wurde sie bis zur Linie $f-g$ erweitert, weil es sich als notwendig erwies, den Schiffen größeren Spielraum zu verschaffen. Außerhalb des Hafens ist die Tiefe mit Rücksicht auf das Stoßen der Schiffe bei Seegang bis 7,5 m unter M.W. durchgeführt worden. Beim ersten Ausbau wurde die westliche Fahrwassergrenze aus Sparsamkeitsrücksichten nach der Linie $c-d-e$ geführt; infolge der Herstellung der letzten Molenverlängerung mußte sie aber bis zur Linie $d-h$ zurückverlegt werden, so daß sie nunmehr parallel zu den Fährbettenachsen verläuft.

Die Schiffe müssen, wie in dem Abschnitt „Fährbetten" beschrieben ist (S. 298), rückwärts in diese einfahren. Da der im Hafen vorgesehene Wendeplatz nicht ausreicht, um bei stärkerem Winde die Drehung ohne Schlepperhilfe vorzunehmen, so wird sie schon auf der Reede ausgeführt. Die von Nordosten kommenden Schiffe steuern ungefähr die Leuchttonne (vgl. Übersichtsplan Abb. 3 Bl. 25) an, drehen dann in der Nähe der Fahrwassergrenze nach Süden auf, kehren und laufen rückwärts in den Hafen ein. Seit Erweiterung der Baggerfläche bis zur Linie $d-h$ können die Fährbetten von See aus ohne Kursänderung erreicht werden.

Die Vertiefung des Fahrwassers erforderte eine Bodenbewegung von 550000 cbm; sie ist mit kräftigen Eimerbaggern durchgeführt worden. Auf der Reede konnte nur bei ruhiger See gearbeitet werden, bei aufkommendem Sturme mußten die Bagger in den Hafen geschleppt werden. Trotz aller Vorsicht ist es doch einmal vorgekommen, daß ein großer Seebagger durch einen plötzlich auftretenden Südoststurm losgerissen und auf den Strand getrieben wurde; er konnte später mit nicht unerheblichen Beschädigungen wieder abgebracht werden.

Der zu fördernde Boden bestand überwiegend aus festem blauen Ton mit großen Geschieben, auch die Kreideformation wurde vielfach angeschnitten. Vor dem Hafen war der Seegrund stellenweise mit einer 25 bis 50 cm starken Schicht von Feuersteingeröll bedeckt. Schwierigkeiten hat die Beseitigung zahlreicher großer Steinblöcke gemacht, die, manchmal mehrere Kubikmeter groß, auf der Meeressohle zerstreut lagen. Vielfach mußten mit Taucherhilfe Sprengungen unter Wasser vorgenommen werden. Sehr umständlich war auch die Untersuchung der ausgedehnten Seefläche daraufhin, daß kein einziger gefährlicher Stein übersehen war. Da alle anderen Hilfsmittel mangels sicherer Vermessungsfestpunkte versagten, wurde eine mit Blei beschwerte Leine auf dem Grunde ausgebreitet, an der ein Taucher auf und ab ging, sie jedesmal um wenige Meter nach derselben Seite hin schiebend. Auf diese Weise war man sicher, daß die ganze Fläche streifenweise begangen und jeder Punkt besichtigt war.

Ursprünglich war vorgesehen, den Baggerboden für die Aufschüttung des neuen Hafengeländes zu verwenden. Dies erwies sich aber als nicht empfehlenswert, weil der in festen Schollen geförderte Ton sich nicht dicht ablagern ließ und weil die Austrocknung erst nach Jahren erfolgt wäre. Die Baggermassen wurden daher mittels Klappschuten 4,5 km weit auf See geschleppt und östlich vom Hafen auf 22 m Wassertiefe verstürzt. Dafür wurde der erforderliche Aufschüttungsboden, rd. 360000 cbm, von dem Hochufer an der Nordwestecke des Hafens entnommen. Das Gelände wurde mit einem Trockenbagger bis zur Höhe des Hafengeländes abgegraben, dadurch wurde letzteres noch um eine wertvolle Fläche vergrößert, auf der später die Viehquarantäneanstalt errichtet worden ist (Abb. 1 Bl. 25).

3. Die Deckwerke.

Das äußere Seedeckwerk ist 235 m lang, es führt von der Wurzel der Westmole bis zu einer am Hochufer vor dem Schlosse Dwasiden bereits vorhanden gewesenen privaten Ufermauer und schützt das neu aufgeschüttete Gelände gegen den Angriff der See. Die Bauart wird durch die Abb. 16 Bl. 26 erläutert. Eine an Böcken verankerte Spundwand ist seeseitig durch eine Sinkstückvorlage nebst Steinschüttung gesichert und landseitig mit Geröll hinterfüllt, daran schließt sich über Wasser ein auf Betonbettung verlegtes Granitpflaster in Zementmörtel; der obere Teil wird durch eine bis 3,5 m über M.W. reichende Brüstungsmauer aus Beton mit Granitverblendung gebildet. Zum Schutze gegen überstürzende Seen ist hinter dieser Mauer noch ein Streifen aus Trockenpflaster auf Kiesbettung hergestellt.

Das 530 m lange Deckwerk innerhalb des Hafens besteht gemäß Abb. 17 Bl. 26 aus 30 cm starkem Granitpflaster auf Kiesbettung, das sich gegen eine an Böcken verankerte Pfahlreihe aus Rundpfählen stützt. Zur Abdichtung der Zwischenräume in der Pfahlreihe sind hinter dieser Tafeln aus wagerechten Bohlen aufgestellt. Um Durchwaschungen zu vermeiden, ist hinter den Tafeln eine Geröllschüttung auf Sinkstückunterlage ausgeführt worden.

An der Westmolenwurzel sind äußeres und inneres Deckwerk zu einem Zwickel zusammengeführt; der dadurch entstandene Baukörper ist durch die Abb. 6 u. 18 Bl. 26 dargestellt.

Das innere Deckwerk ist in der Nähe der Fährbetten (runde Strecke westlich der großen Leitwerkzunge) mit Rücksicht auf den Sog der Schiffsschrauben verstärkt worden. An Stelle der Pfahlwand wurde eine Spundwand geschlagen, das Böschungspflaster wurde in Zementmörtel auf Betonbettung verlegt. Wegen der großen Wassertiefe ist die Spundwand nicht nur in der Mittelwasserlinie, sondern außerdem noch in der Mitte der freistehenden Länge nach Abb. 1 Bl. 28 u. 29 verankert, um dem Erddruck begegnen zu können. Die mittleren Anker greifen an einen Holm, der sich an Knaggen lehnt, die vor dem Rammen an einzelnen als Bund- oder Eckpfähle ausgebildeten Spundbohlen befestigt wurden. Somit brauchte nur das Bohren der Ankerlöcher und das Aufsetzen der Schraubenmuttern durch Taucher zu erfolgen.[2]) Nach dem Bock zu sind die Anker bis über Wasser geführt und dicht neben dem oberen Anker verschraubt. Ähnlich sind die Abschlüsse der Brückenkammern und die Böschungen vor den beiden Leitwerkzungen befestigt worden (Abb. 13 Bl. 30).

4. Die Kaimauer.

Der östlich von den Fährbetten liegende Teil des neuen Hafengeländes ist durch eine massive Kaimauer eingefaßt worden. Die Gründung ist auf hohem hölzernem Pfahlrost erfolgt. Die Bauart wird durch die Abb. 14 u. 15 Bl. 26 erläutert. Der massive Teil besteht aus Stampfbeton, der an den sichtbaren

2) In Abb. 1 Bl. 28 u. 29 erscheinen die Holme und Anker doppelt, weil ein Stoß dargestellt ist, an dem sich die Holme überdecken; jedes Holmende ist für sich verankert.

Flächen mit Schichtmauerwerk aus roh bearbeiteten Granitsteinen verblendet ist. Für die Abdeckung sind glatt bearbeitete Granitplatten verwendet worden. Der Baugrund ist fester Ton und Kreide, die Wassertiefe betrug ursprünglich 5 m, jedoch ist die Mauer für eine spätere Vertiefung bis zu 6,5 m eingerichtet worden, die inzwischen schon größtenteils durchgeführt ist.

Da die Kaikante nur 3,2 bis 3 m, im östlichen Teile sogar nur 2,5 m über M.W. liegt, ist der Mauerkörper verhältnismäßig klein. Um ihn gegen starke Schiffsstöße standfest zu machen, ist der Rost nach hinten verbreitert und durch eine mehrfache Bockkonstruktion nach beiden Seiten fest verspreizt. Die Mauer ist in 7,5 m Abstand mit Betonrippen versehen, die über die ganze Breite des Rostes hinweggehen. Die Ausrüstung mit Streichpfählen, die mit Abständen von 7,5 m gestellt sind, ist in üblicher Bauart erfolgt, außerdem sind noch Steigeisen, Schiffsringe und Poller vorgesehen. Letztere sind nach Abb. 7 u. 8 Bl. 26 aus Gußeisen hergestellt, da Steinpoller wegen größerer Abnutzung der Trossen von den Schiffern nicht gern benutzt werden; sie sind in würfelförmigen Betonkörpern, die je nach Größe der festmachenden Schiffe an den verschiedenen Strecken 15,6 bis 32,8 cbm Inhalt haben, verankert.

Die Kaimauer ist, wie aus dem Lageplan (Abb. 1 Bl. 25) ersichtlich ist, im Grundriß als Kreisbogen mit 500 m Halbmesser ausgeführt worden. Es hat sich gezeigt, daß für größere Schiffe, von mehr als etwa 70 m Länge, insbesondere für Doppelschraubendampfer, eine geradlinige oder polygonale Flucht vorzuziehen ist, weil das Freihalten der Schrauben beim Anlegen und Abholen durch die Rundung erschwert wird.

5. Die Fährbetten.

Die wichtigsten und schwierigsten Bauwerke sind die Vorrichtungen zum Anlegen der Fährschiffe und zur Herstellung der Verbindung zwischen den Gleisen auf den Schiffen und den Gleisen am Lande.

Die Beschreibung der Fährschiffe möge an dieser Stelle auf die nachstehenden Angaben beschränkt bleiben. Die größte Länge der Schiffe beträgt 113 m, die Breite zwischen den Spanten 15,5 m, der Tiefgang bei voller Belastung und Ausrüstung 4,95 m. Das Wagendeck liegt 3,2 m, das Promenadendeck 8 m, die Kommandobrücke 11 m, die Mastspitzen 33 m über dem Wasserspiegel. Querschnitt, Längenschnitt und Grundriß der Schiffe sind in den Abb. 1 bis 3 Bl. 27 gegeben, während Text-Abb. 5 die äußere Erscheinung erkennen läßt. Das Haupt- oder Wagendeck enthält zwei nebeneinander liegende Gleise von je 80 m Nutzlänge, auf denen 8 D-Zugwagen oder 16 bis 18 Güterwagen aufgestellt werden können. Die Wagen stehen in einer geschlossenen Halle, sie sind also gegen Sturzseen und gegen die Unbilden der Witterung geschützt. Auf dem Promenadendeck sind die Gesellschaftsräume und die Fürstenzimmer untergebracht; im Zwischendeck befinden sich getrennte Schlafkabinen für 70 Reisende 1. und 2. Klasse sowie zwei gemeinsame Schlafsäle und ein Speisesaal für 40 Reisende dritter Klasse. Die Schiffe sind mit wasserdichten Schotten versehen, deren Türen im Falle der Not vom Kapitänsstande aus hydraulisch geschlossen und geöffnet werden können. Zur Erhöhung der Sicherheit dient ferner die Ausrüstung mit Scheinwerfern, mit Unterwassersignal und mit Funkentelegraphie.

Um das Vorderschiff zu der normalen, für möglichste Seetüchtigkeit und hohe Geschwindigkeit allein geeigneten Form ausbilden zu können, hat man nach eingehenden Erwägungen auf die bei Fähren sonst übliche Zugänglichkeit des Wagendeckes von beiden Enden verzichtet; die Schiffsgleise können daher nur bei dem Heck an die Landebrücken angeschlossen werden, und die Schiffe müssen also stets rückwärts in die Fährbetten einfahren. Für den Personenverkehr sind jedoch mehrere Seitenpforten vorhanden. Die Fortbewegung der Schiffe erfolgt durch zwei dreizylindrige Verbund-Kolbendampfmaschinen von zusammen 5000 Pferdestärken, die den Schiffen mittels zweier Schrauben eine Geschwindigkeit von 16 Knoten (30 km/Stunde) verleihen. Bei Güterfahrten wird letztere zwecks Kohlenersparnis herabgesetzt.

Bisher sind von preußischer und von schwedischer Seite je zwei Schiffe eingestellt worden, von denen jedoch nur je eins im Betriebe steht, während das andere in Bereitschaft verbleibt; dies ist notwendig, weil nach etwa sechswöchiger Betriebszeit größere Instandsetzungsarbeiten erforderlich werden. Die schwedischen Schiffe sind den preußischen hinsichtlich der äußeren Abmessungen genau gleich. Auch die Einrichtungen sind im allgemeinen dieselben; abweichend sind jedoch die Formen des Vorderschiffes, gewisse Einzelheiten der Raumverteilung und namentlich die Kesselanlagen, die auf den schwedischen Schiffen mit künstlichem, auf den deutschen Schiffen dagegen mit natürlichem Zuge arbeiten.

Die Wasserverdrängung der Schiffe beträgt bei voller Beladung etwa 4200 cbm, das Schiffsgewicht also 4200 t. Um diese bedeutende Masse schnell und sicher in die zum An-

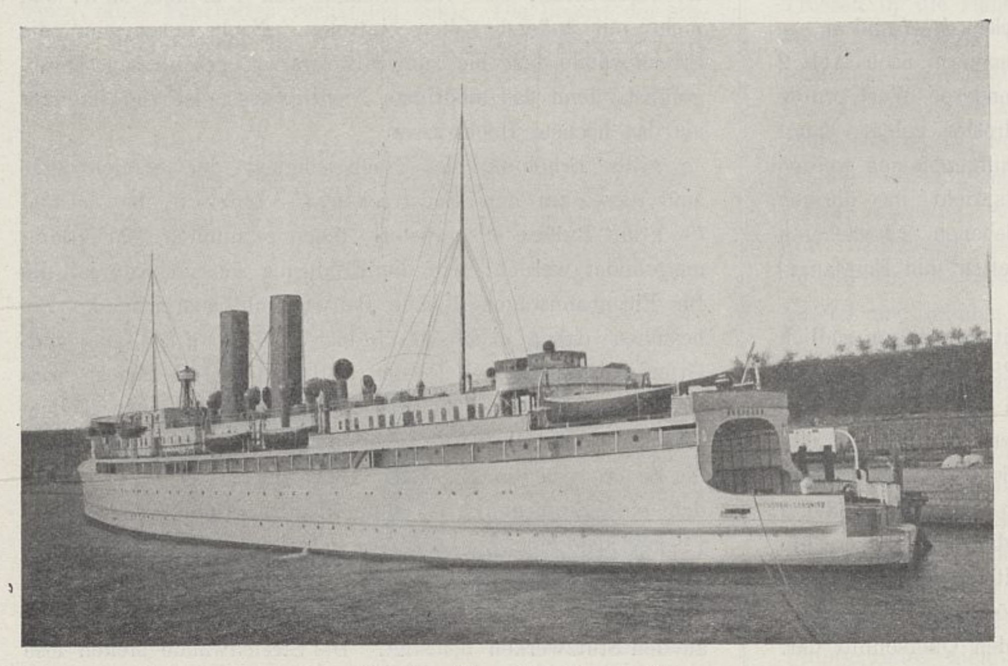


Abb. 5. Fährschiff „Preußen“.

schluß an die Landgleise erforderliche Lage bringen zu können, war eine sorgfältige Durchbildung der Landevorrichtungen erforderlich.

Es sind vorläufig zwei als „Fährbetten" bezeichnete Liegestellen ausgeführt worden, deren Bauart die Abb. 1 bis 9 Bl. 28 u. 29 erläutern. Sie sind von allmählich sich verengenden und in ihrem hinteren Ende der Schiffsform genau angepaßten Leitwänden eingefaßt; ihre Lage ist mit Rücksicht auf die Ausbildung der Weichenstraßen des Bahnhofes so angeordnet, daß das westliche Fährbett 53 m vor das östliche vortritt. Um Verkehrsflächen für den durch die Seitenpforten der Fährschiffe stattfindenden Personenverkehr und für den Zollabfertigungsdienst zu schaffen, sind die Leitwerke zwischen den beiden Fährbetten zu einer großen begehbaren Mittelzunge vereinigt worden, ebenso ist neben dem östlichen Fährbett eine kleinere an die Kaimauer anschließende Seitenzunge gebildet worden, während an der Westseite das Hafengelände genügend weit vorgeschoben ist. Die Leitwerkzungen sind mit 9 m Halbmesser abgerundet, damit die Schiffe bei Ausführung von Wendungen sich daran abrollen können. Wenn nämlich bei sehr starkem Seegange oder bei Nebel das Kehren auf der Reede und das Rückwärtseinfahren in den Hafen, wie es in dem Abschnitt „Austiefung des Fahrwassers" beschrieben ist, zu gefährlich wird, so können die Schiffe mit Vorwärtsfahrt bis an die geeignete Leitwerkzunge herangehen, sie werden alsdann mittels Trossenzuges um die Rundung herumgeholt und in richtiger Lage in das Fährbett hineingebracht. Es hat sich gezeigt, daß dieses Manöver sehr zeitraubend ist, daher wird es nur bei besonders ungünstigen Verhältnissen ausgeführt.

Für die Bauart der Leitwände mußte mit Rücksicht auf die große lebendige Kraft der 4200 t schweren Schiffe äußerste Widerstandsfähigkeit erstrebt werden, gleichzeitig war auf möglichste Nachgiebigkeit Bedacht zu nehmen, um die Stöße tunlichst abzumildern. Um diesen Forderungen gerecht zu werden, sind die Fährbetteinfassungen in zwei Baukörper mit verschiedener Zweckbestimmung zerlegt worden, nämlich in einen möglichst festen starren Stützkörper und eine möglichst nachgiebige Bekleidung (Streichwand).

Die Stützkörper sind auf den Strecken $k-l$ und $m-n$, (Abb. 9 Bl. 28 u. 29) als kräftige Kaimauern nach Abb. 2 Bl. 28 u. 29 ausgebildet worden, besonderer Wert wurde auf die Verspreizung des starken Pfahlrostes gelegt, damit die großen Seitenkräfte der Schiffsstöße aufgenommen werden können. Die Bauart der Mauern entspricht im übrigen derjenigen bei der vorstehend beschriebenen schwächeren Mauer am Landungskai zwischen Fährbetten und Empfangsgebäude.

Die beiden vorstehend erwähnten Leitwerkzungen südlich von den Linien $p-m$ und $r-y$ (Abb. 9 Bl. 28 u. 29) sind ganz aus Holz hergestellt worden. Am kräftigsten sind die Stützwerke an den landseitigen Enden der Fährbetten, nämlich auf den Strecken $o-p$ und $q-r$, weil dort die Schiffsbewegung zum Halten gebracht werden muß. Sie bestehen dort nach Abb. 3 u. 9 Bl. 28 u. 29 aus zwei Reihen von Böcken, die durch wagerechte hölzerne Gitterträger biegungsfest so miteinander verbunden sind, daß die Schiffsstöße auf mehrere Böcke verteilt werden. Abb. 3 Bl. 28 u. 29, linker Teil, stellt den Querschnitt dar. Jeder Bock ist aus zwei senkrechten Kantpfählen und vier Schrägpfählen zusammengesetzt; von den letzteren sind zwei dicht über Mittelwasser, die beiden übrigen dicht unter dem Bohlenbelag der Zunge mit den senkrechten Pfählen verzimmert. Die wagerechten Gitterträger sind in ihren Knotenpunkten mit den Böcken verschraubt.

Auf den Strecken $s-o$ und $t-q$ (Abb. 9 Bl. 28 u. 29) ist die Bauart der Stützwerke ähnlich, aber etwas leichter; die Böcke in der vorderen Reihe bestehen dort nur aus einem senkrechten und zwei Schrägpfählen, diejenigen in der hinteren Reihe aus zwei senkrechten und zwei Schrägpfählen. Auf den Strecken $u-s$, $v-m$, $w-t$ und $x-y$, die am geringsten beansprucht werden, ist endlich die Bockkonstruktion ganz aufgegeben, die Schrägpfähle sind dort mit den senkrechten nicht mehr verzimmert, sondern neben diesen nur mit den Längsholmen verschraubt (Abb. 3 Bl. 28 u. 29, rechte Seite). Sehr kräftig sind dagegen wieder die Köpfe der Zungen ausgeführt, wo ähnliche Bockkonstruktionen wie auf den Strecken $o-p$ und $q-r$ angewendet sind.

Die nachgiebige Bekleidung der Stützwerke besteht aus davorgesetzten Reihen von Doppelpfählen, die zu einheitlichen Streichwänden verbunden sind; die Bauart ist aus den Abb. 1 bis 4 Bl. 28 u. 29 zu ersehen. Zum Schutze gegen Abnutzung sind die vorderen Pfähle mit Futterstücken bekleidet, auf denen erst die den Schiffsstößen ausgesetzten eichenen Scheuerhölzer von 15 × 30 cm Querschnitt gelagert sind. Zur Verhinderung des Wanderns der letzteren infolge der bedeutenden Reibungskräfte sind nachträglich starke Riegel eingebaut worden, die Pfahl, Futterstück und Scheuerholz gleichzeitig umfassen und gegeneinander abstützen. Die Höhe der Streichwände ist so bemessen, daß die Schiffsscheuerleisten, die bei wagerechter Lage des unbelasteten Schiffs 3 m über dem Wasserspiegel liegen, unter allen Umständen noch Führung haben. Der höchste Wasserstand kann 2,18 m über M. W. ansteigen, der niedrigste 1,25 m unter M. W. absinken. Die Streichwände reichen daher bis 5,5 m über MW. Aus Sparsamkeitsgründen sind allerdings nur einzelne Pfahlgruppen gemäß Abb. 4 Bl. 28 u. 29 so hoch geführt, während die durchgehende Bauart nur bis 4,2 m über M.W. reicht. Dies ist ausreichend, weil Wasserstände von 1 m über M.W. und mehr nur äußerst selten eintreten. Nach unten sind die Streichwände fast bis zum Mittelwasser geschlossen herabgeführt, denn das niedrigste Niedrigwasser ist viel häufiger als das höchste Hochwasser.

Zur Erhöhung der Nachgiebigkeit der Streichwände sind diese auf den Endstrecken $k-l$, $s-p$, $m-n$ und $t-r$ mit Buffern ausgerüstet. Letztere mußten sehr kräftig ausgebildet werden; wie die Erfahrung gezeigt hat, ist die für Eisenbahnwagen übliche Bauart nicht ausreichend. Sie bestehen daher nach Abb. 5 bis 7 Bl. 28 u. 29 aus einer Grundplatte mit drei Dornen, auf welche 22 Stück paarweise mit den Hohlflächen gegeneinander gekehrte Tellerfedern (Abb. 5 Bl. 28 u. 29) aufgereiht sind, und einem auf die Federn gelegten Kopfteil. Die Federung erfolgt dadurch, daß eine Einbiegung der tellerförmigen Hohlkörper in die Ebene, also eine Zusammenschiebung der Federpaare stattfindet. Die Anordnung hat sich gut bewährt. Die Buffer sind in zwei wagerechten Reihen, 1,2 und 2,8 m über M.W., an den Stützwerken befestigt. Die Streichwände stehen lose davor. Um das Wandern infolge der Reibung eines an der



Abb. 6. Ansicht eines Fährbettes.

Bei den Fährbetten mußten viele Holzverbände verwendet werden, auch an solchen Stellen, wo baldiges Vergehen mit Sicherheit zu erwarten ist. Wegen der außerordentlich kurzen Bauzeit und wegen mangelnder Geldmittel konnte aber eine andere Lösung nicht in Frage kommen. Die leichte Holzbauweise bietet auch den Vorteil, daß spätere Um- und Erweiterungsbauten leichter durchzuführen sind; bei der rasch fortschreitenden Verkehrsentwicklung werden solche sicher nicht lange ausbleiben.

Wand entlang streichenden Schiffes zu vermeiden, sind die Wände mit dem Stützwerk durch Schrägketten verspannt.

Die Begrenzung der Schiffsbewegungen kann durch die sich nur allmählich verengende Form der Leitwerke nicht in genügend scharfer Weise erreicht werden, daher sind am Ende jedes Fährbettes noch zwei um 45° gegen die Fährbettenachse geneigte Endbufferflächen geschaffen worden, gegen die die entsprechend geformten Endflächen der Schiffsscheuerleiste stoßen. An den Pfeilern des Brückenportales wagte man die Endbufferungen nicht zu befestigen, weil das allmähliche Verdrücken der auf hohem Pfahlrost stehenden Pfeiler durch die bedeutenden Stoßkräfte befürchtet wurde. Deshalb sind die Endbuffer rückwärts in die Streichwände verankert worden. Dazu dienen die in Abb. 8 Bl. 28 u. 29 dargestellten Bufferträger, von denen vier Stück an jeder Seite eines Fährbettes vorhanden sind. Die Bauart der einzelnen Bufferkörper bei der Endbufferung entspricht derjenigen bei den Seitenbuffern.

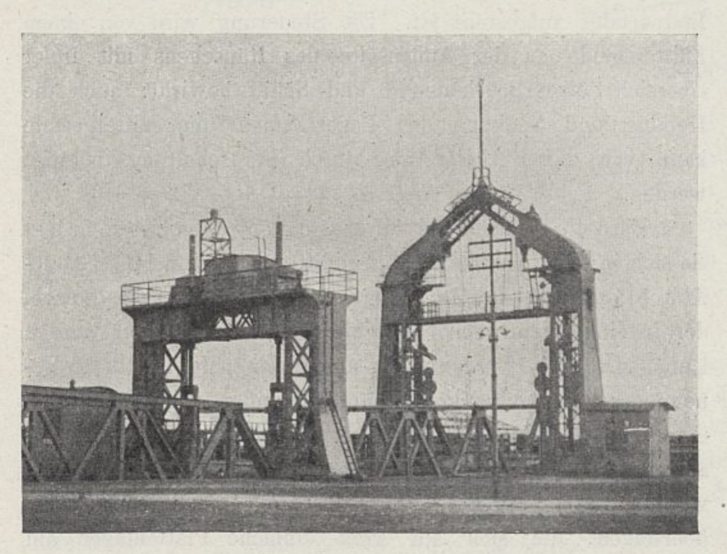


Abb. 7. Mittel- und Endportal der Landebrücke.

Bald nach der Betriebseröffnung stellte sich heraus, daß die Anordnung der Fährbetten mit langer Mittelzunge und kurzen seitlichen Leitwerken nicht bei allen Witterungsverhältnissen ein sicheres Anlegen der Schiffe gewährleistete. Diese fahren nach den Ausführungen auf Seite 298 rückwärts in den Hafen ein, sie müssen ihre Fahrgeschwindigkeit schon draußen vor der Molenöffnung erheblich mäßigen, um ein zu hartes Aufrennnen auf die Leitwerke zu vermeiden. Trotzdem sie außer mit Heckruder auch noch mit Bugruder ausgerüstet sind, steuern sie bei der langsamen Rückwärtsfahrt nur mangelhaft, daher wurden sie bei starken quer zur Hafeneinfahrt wehenden Stürmen, namentlich bei den häufigen Weststürmen, leicht aus ihrem Kurs getrieben. Dabei stellten sie sich wegen der ungenügenden Seitenführung quer zu den Fährbetten und konnten nur unter großem Zeitverlust mittels ausgebrachter Trossen in die richtige Lage verholt werden. Dieser Übelstand ist durch Verlängerung der ursprünglich kurzen seitlichen Leitwerke beseitigt worden. Zu diesem Zwecke sind im Zuge der kleinen östlichen Zunge drei und vor die runde Ecke des westlichen Seitenkais ein starker Dalben gesetzt worden. Dadurch erhalten die Schiffe rechtzeitig eine sichere Führung, so daß dem Vertreiben vorgebeugt wird. Die Dalben sind sehr kräftig ausgebildet worden (Abb. 12 bis 14 Bl. 28 u. 29); sie sind aus 35 Pfählen zusammengesetzt und reichen bis 5,5 m über M.W. Der innere Kern ist ein stark verzimmerter Bock, die äußeren Pfähle sind als Streichpfähle gedacht, sie sind sorgfältig gegeneinander verspreizt und an der nach dem Fährbett gekehrten Innenseite so steil gestellt, daß die Schiffsschrauben auch beim Anliegen der Heckspanten nicht anstoßen können. Seit Herstellung der Dalben sind Schwierigkeiten bei Einfahrt der Schiffe nicht mehr vorgekommen.

Die Sohle der Fährbetten war ursprünglich unbefestigt geblieben, weil man annahm, daß der zähe Tonboden des Untergrundes nicht so leicht ausgewaschen würde. Nach längerem Betriebe wurden jedoch in dem landseitigen Teile

beider Fährbetten Auskolkungen bis zu 8 m Wassertiefe festgestellt. Die Ursache war die Arbeit der Schrauben in dem engen Bette, die beim Festmachen der Schiffe nicht zu entbehren ist, obwohl die Anlegemanöver durch Spillzug unterstützt werden. Die Kolke wurden mit Feuersteinen zugefüllt, alsdann wurde die Sohle, soweit sie angegriffen war, mit Betonsäcken, die durch einen Taucher verlegt wurden, sorgfältig abgedeckt. Die Befestigung hat dauernden Erfolg gehabt.

Die Text-Abb. 6 zeigt die Ansicht eines Fährbettes nach der Fertigstellung.

6. Die Landebrücken.

Wie bereits vorstehend erwähnt, kann sich der Wasserstand in Saßnitz bis zu 1,25 m unter und bis zu 2,18 m über M.W. ändern. Außerdem ändert sich auch die Tauchtiefe der Schiffe je nach der Belastung um etwa 50 cm. Zur Überwindung dieser erheblichen Höhenunterschiede mit einer Gleisneigung von höchstens 1 : 20 war eine Brückenlänge von 50 m erforderlich. Um die Beweglichkeit nicht zu schwerfällig zu gestalten, ist jede Brücke in zwei gelenkartig verbundene Abschnitte von je 25 m Länge geteilt worden, die an eisernen Fachwerkportalen (Text-Abb. 7) so aufgehängt sind, daß jeder für sich eingestellt werden kann. Dadurch ist gleichzeitig der Vorteil erreicht, daß zur Überwindung der gewöhnlichen Wasserstandsunterschiede die Verstellung des seeseitigen Überbaues ausreicht, während der landseitige nur in den seltenen Fällen eines außergewöhnlich hohen oder tiefen Wasserstandes in Anspruch genommen zu werden braucht.

Die Landebrücken sind nach Abb. 1 bis 14 Bl. 30 ausgeführt. Der landseitige Überbau ist am Landpfeiler mit einfachen festen Bolzengelenken gelagert, am Mittelpfeiler ruhen beide Überbauten mittels gemeinsamer Bolzengelenke auf einem durch Schraubenspindeln aufgehängten Fachwerkrahmen (Abb. 14 Bl. 30), während am Endpfeiler der wasserseitige Überbau mit Drahtseilen aufgehängt ist (Abb. 12 Bl. 30). Die Pfeiler sind aus Stampfbeton mit Granitverblendung an den seitlichen Ansichtsflächen hergestellt und auf Pfahlrost gegründet. Für die Tiefstellung der Brücken mußten in dem Hafengelände Einschnitte hergestellt werden. Diese sogenannten Brückenkammern sind von senkrechten, zwischen die Portalpfeiler gespannten Mauern nach den Abb. 8 und 9 Bl. 30 eingefaßt. Besonders sorgfältig mußte der wasserseitige Abschluß der Kammersohlen gesichert werden, da sonst wegen der erheblichen Wassertiefe und infolge der Wasserbewegung durch die Schiffsschrauben Nachstürze zu befürchten sind. Die Abschlußspundwand ist nach Abb. 13 Bl. 30 doppelt verankert und mit Sinkstücken und Geröll hinterfüllt, und zwar in der im 3. Abschnitte „Deckwerke" (S. 296) genauer beschriebenen Weise.

Der landseitige Überbau ist in Form eines Trapezträgers gewöhnlicher Bauart ausgeführt, die Pfosten sind mit den Querträgern durch feste Vernietung und Aussteifung der Ecken zu steifen Halbrahmen verbunden. Die Drehachse der festen Bolzengelenke am landseitigen Auflager liegt in Höhe der Schienenoberkante, damit am Schienenstoß keine Spalte entsteht. Das Lager am Mittelportal beschreibt beim Anheben des Überbaues einen Kreisbogen; damit der Fachwerkrahmen folgen kann, ist in die Rahmenaufhängung unterhalb der Schraubenspindeln ein Kettenglied mit zwei Gelenken eingefügt worden (Abb. 13 und 14 Bl. 30). Eine Ausgleichung durch Gegengewichte findet am Mittelportal nicht statt. Das Heben und Senken des Auflagerrahmens geschieht durch einen zwölfpferdigen Elektromotor, der in einem Blechhäuschen auf dem Portale untergebracht ist. Die beiden Schraubenspindeln werden durch eine gemeinsame Welle mittels selbstsperrenden Schneckenantriebes bewegt.

Der wasserseitige Überbau ist im Grundriß trapezförmig gestaltet, weil er die zur Verbindung der beiden Schiffsgleise dienende symmetrische Weiche trägt. Letztere ist bei der Saßnitzer Anlage zum ersten Male ganz auf die Landebrücke gelegt worden, während anderwärts mindestens das Herzstück noch auf dem Schiffe liegt. Dadurch ist eine bessere Ausnutzung der Schiffslänge ermöglicht worden. Die durch die Verdrehungen der Brückentafel bedingten Zerrungen der Weiche haben sich als unschädlich erwiesen.

Die Hauptträger des wasserseitigen Überbaues sind ebenfalls einfache Fachwerkbalken. Da die mit den beweglichen Lagern des landseitigen Überbaues konzentrischen Drehgelenke bereits auf einem Kreisbogen wandern, so können die wasserseitigen Trägerenden nicht auf einer festen Kurve geführt werden, sondern sie erfordern Führungsflächen nach Abb. 11 Bl. 30. Diese Beweglichkeit ist durch die Aufhängung mit Drahtseilen ermöglicht. Die Anordnung ist aus Abb. 12 Bl. 30 zu ersehen. Der größte Teil des Eigengewichtes wird durch Gegengewichte aufgehoben, die zugehörigen Seile s_1 sind an den Punkten a unter Zwischenfügung einer Bufferfeder befestigt, sie sind alsdann um die Rollen r_1 und r_2 zu den Gegengewichten geführt. Durch die losen Rollen r_1 wird die Wirkung der Gegengewichte verdoppelt. Die Bewegung der Brücke wird durch zwei besondere Hubseile s_2 bewirkt. Diese finden an den Punkten b ihr Widerlager, gehen über die Rollen r_3, r_4, r_5, r_6, r_7, um nebeneinander zu der gemeinsamen Windetrommel im Häuschen neben dem Wasserportale geführt zu werden. Beim Nachlassen der Seile bewirkt das Übergewicht der Brücke über die Gegengewichtswirkung die Senkung. Der Antrieb der Windetrommel erfolgt durch einen zwölfpferdigen Gleichstromelektromotor, der nebst den zur Kraftübersetzung dienenden Zahnradgetrieben in dem Blechhäuschen am Fuße des Endportales aufgestellt ist. Die Steuerung wird von einem Führerstande an der Außenseite des Häuschens mit freier Übersicht über Brückenende und Schiff bewirkt; auch die Hebung und Senkung des Lagerrahmens am Mittelportale kann von dieser Stelle aus durch Fernschaltung betätigt werden.

Wird die Brückentafel auf das Schiff niedergelassen, so legt sie sich in einen passenden Ausschnitt des Hinterschiffes (Text-Abb. 5); die Verbindung erfolgt durch einen starken Bolzen, der in eine entsprechende Öse am Schiffe eingelassen werden kann. Dadurch werden aber nur wagerechte Kräfte aufgenommen; die senkrechten, nämlich außer dem durch die Gegengewichte nicht ausgeglichenen Teile des Brückengewichtes auch der durch die gesamte Verkehrslast erzeugte Auflagerdruck, werden durch zwei auf der Brückentafel befestigte Kragarme übertragen, die sich auf zwei einfache Plattenlager am Hinterschiff frei auflegen. Die Windetrommel für die Hub-

seile wird alsdann so weit gelöst, daß die Brücke dem Absinken des durch das Auffahren der Eisenbahnwagen allmählich belasteten Schiffes frei folgen kann. Bei Verschiebbewegungen kann der Fall eintreten, daß das Schiff wiederholt belastet und entlastet wird und dabei abwechselnd sinkt und aufsteigt. Damit nun die unbelasteten Hubseile nicht schlaff werden und von den Rollen springen können, sind die Enden bei Punkt *b* lose durch eine Hülse geführt. Sie tragen ein kleines Gewicht *g*, das sich bei Anspannung der Seile gegen die Hülse lehnt und dadurch die Verankerung der Seilenden bildet. Sobald jedoch das entlastete Schiff die Brücke anhebt, ziehen die Gewichte *g* die Seile durch die Hülsen nach unten und halten sie dadurch stets straff.

Aber die Schiffe verändern durch die wechselnde Belastung nicht nur ihre Tieflage in senkrechter Richtung, sondern sie nehmen bei Belastung nur eines Gleises auch eine Querneigung ein. Obwohl durch den Einbau von Ballasttanks eine Ausgleichung in gewissen Grenzen möglich ist, können doch Schiefstellungen bis zu 5° eintreten. Diesen muß das auf das Schiff aufliegende Ende der Brücke folgen können, während das mit dem Fachwerkrahmen am Mittelportal verbundene Ende stets wagerecht verbleibt. Die Brückentafel muß sich also nach einer windschiefen Fläche verbiegen. Um dies zu ermöglichen, sind die Querträger mit den Hauptträgern durch Kugelbolzengelenke nach Abb. 4 u. 5 Bl. 30 verbunden. Der untere Windverband ist möglichst schmal gehalten, die Füllungsstäbe sind zum Teil mit Schrauben angeschlossen, die in ovale Bolzenlöcher eingesetzt sind und deshalb eine geringe Beweglichkeit zulassen. Die Hauptträger bedurften einer besonderen Führung in senkrechter Ebene, da sie mangels jedes Querverbandes sonst umfallen müßten (Abb. 8 Bl. 30). Diese ist am Mittelportale dadurch erreicht, daß der Obergurt über den letzten Knotenpunkt hinaus zu dem Arme *q* (Abb. 13 Bl. 30) verlängert und durch eine Öffnung des aufgehängten Fachwerkrahmens gleitend hindurchgesteckt ist. Am Endportale muß sich der Stützpunkt, wie vorstehend erläutert, auf einer Fläche bewegen können; dies ist durch die in den Abb. 1 bis 3 Bl. 30 dargestellte Pendelstützung erreicht worden. *k* ist ein am Endknotenbleche des Obergurtes befestigtes Konsol, das eine doppelte Stützrolle trägt. Letztere bewegt sich so zwischen den Flanschen des Pendels *p*, daß sie sich nach beiden Seiten auf eine feste Bahn stützt (Abb. 3 Bl. 30). Der Drehpunkt des Pendels befindet sich bei *d* unten am Portale, während sein oberes Ende auf dem Kreisbogen *s* geführt ist (Abb. 1 u. 2 Bl. 30).

Da der obere Windverband des wasserseitigen Überbaues fehlt, so müssen die Windkräfte durch die Seitensteifigkeit des Obergurtes selbst aufgenommen werden. Letzterer hat daher den aus Abb. 10 Bl. 30 ersichtlichen ungewöhnlich breiten Querschnitt erhalten.

Die Brückentafeln selbst sind noch an beiden Portalen durch Rollen gegen seitliche senkrechte Flächen abgestützt. Dabei wurde nach der Betriebseröffnung noch eine unangenehme Erfahrung gemacht. Es zeigte sich nämlich, daß die Fährschiffe bei starkem Seegang durch die in den Hafen gelangende Dünung heftig bewegt werden können; in Anbetracht der Größe der Schiffe war diese Erscheinung überraschend. Es wurde festgestellt, daß sie nicht nur auf- und abwärts gerichtete und drehende Bewegungen ausführen,

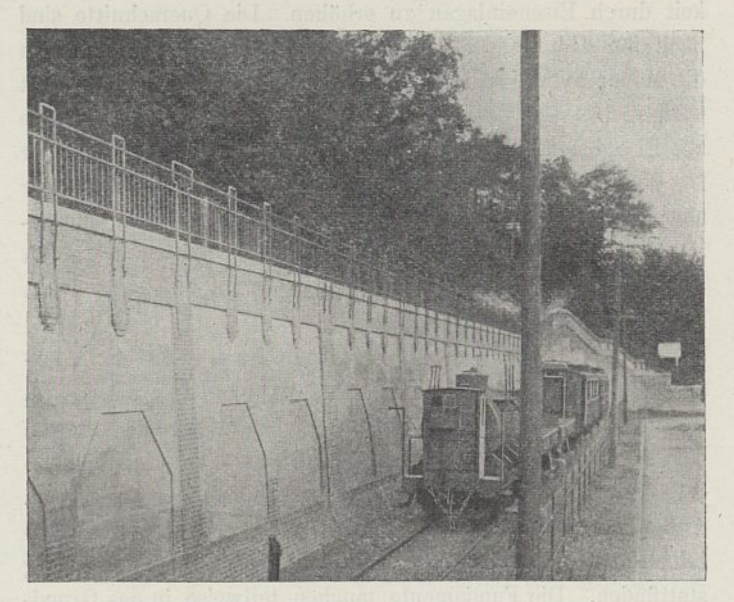


Abb. 8. Ansicht der Futtermauer.

sondern auch wagerecht schwingen. Dadurch wurden die Brückentafeln auch quer zur Längsachse in der Fahrbahnebene hin und her gerüttelt, und die seitlichen Führungsrollen stießen heftig auf die Führungsflächen am Wasserportale. Die Rollen waren ursprünglich nach Abb. 6 Bl. 30 an einer Verlängerung des Endpfostens unter der Fahrbahn befestigt; bei einem heftigen Sturme wurde der Pfosten durch die exzentrische Stoßwirkung ausgebogen und kam schließlich oberhalb der Fahrbahn zu Bruch. Um die Querbeweglichkeit der Brücke zu vergrößern, wurde nachträglich eine gebufferte Seitenführung nach Abb. 5 Bl. 30 eingebaut. Die Querstöße werden durch eine unter dem am Portale befindlichen Querträger angebrachte und unter dem Knotenblech hindurchgeführte Stange aufgenommen und zu der in der Brückenmitte liegenden Federbufferung übertragen. Der schmale untere Windverband erwies sich als genügend nachgiebig, um die Seitenbewegungen zuzulassen. Übrigens ist die Unruhe im Hafen durch die bald darauf ausgeführte auf S. 291 besprochene Verlängerung der Ostmole erheblich eingeschränkt worden.

7. Die Futtermauer.

Um den für die Erweiterung der Gleisanlagen des Bahnhofes Saßnitz-Hafen erforderlichen Raum zu schaffen, mußte die bis 25 m über Mittelwasser ansteigende Böschung des Hochufers auf etwa 600 m Länge angeschnitten werden; die dadurch erforderlich gewordene Futtermauer erreicht stellenweise eine Höhe von 10,4 m. Der Baugrund erwies sich als sehr ungünstig. Der betreffende Böschungsabschnitt liegt gerade auf der Strecke, wo die Kreideformation unter starken Verwerfungen allmählich absinkt, während das Diluvium an Stärke zunimmt. Dabei sind Sand-, Ton- und Kreideschichten regellos durcheinander gekommen und an manchen Stellen Triebsandadern mit starker Wasserführung entstanden. Nachdem die ungünstigen Bodenverhältnisse erkannt waren, mußte die Mauer gegen den Vorentwurf erheblich verstärkt werden. Da jedoch der Grunderwerb inzwischen abgeschlossen war, konnte eine Verbreiterung des Mauerkörpers ohne Überschreitung der Eigentumsgrenze nicht mehr vorgenommen werden; man war daher gezwungen, die Festig-

keit durch Eiseneinlagen zu erhöhen. Die Querschnitte sind nach den Abb. 10 u. 11 Bl. 28 u. 29 ausgebildet worden. Um die Mauer äußerlich standsicher zu machen, wurde eine weit vorkragende und unter das Eisenbahngleis reichende Fußplatte aus Eisenbeton angewendet. Der darauf gesetzte Mauerkörper ist dem Verlaufe der Stützlinie tunlichst angepaßt; es war aber nicht zu vermeiden, daß diese bei den höheren Mauerstrecken zum Teil außerhalb des mittleren Drittels trat. An solchen Stellen ist die auf Zug beanspruchte Rückseite durch Eiseneinlagen gesichert worden.

Bei den ungünstigen Bodenverhältnissen mußte die Rückseite der Mauer sorgfältig entwässert werden. Zu diesem Zwecke ist eine 30 cm starke Sickerschicht aus grobem Geröll hergestellt worden, an deren Sohle eine an die Regenwasserkanalisation angeschlossene Längsdrainage verlegt ist. Außerdem kann bei großem Wasserandrang noch durch zahlreiche Querrohre eine Entwässerung nach der Gleisbettung stattfinden. Die Fundamente tauchen teilweise in das Grundwasser ein. Auf der nördlichsten Mauerstrecke mußte dieses dauernd abgesenkt werden, damit die Gleisbettung im Trockenen liegt. Das von der stehengebliebenen Hochuferböschung zufließende Regenwasser wird in einer aus Betonsteinen hergestellten Rinne neben dem Fußwege auf der Mauer aufgefangen und mittels Absturzschächten und Rohren unter dem Mauerfundament hindurch der Kanalisation zugeführt.

Die Mauer ist aus Beton mit teilweiser Klinkerverblendung hergestellt und mit Granitplatten abgedeckt. Die Außenfläche ist durch Nischen und Pfeiler gegliedert und mit verblendetem Fries ausgestattet worden. Auch das den Fußweg auf der Mauerkrone begrenzende Geländer ist durch Gruppierung seiner Eisenstäbe der Mauergliederung angepaßt. Die Erscheinung der Mauer ist aus Text-Abb. 8 zu ersehen.

8. Die Hochbauten.

An größeren Hochbauten sind auf dem Hafengelände ein vereinigter Zoll- und Güterschuppen, ein Postgebäude und ein Werkstattgebäude hergestellt. Diese mußten, da sie auf dem aus früheren Seeflächen aufgeschütteten Gelände stehen, bis auf den gewachsenen Boden gegründet werden. Daher wurden Einzelpfeiler auf hölzernem Pfahlrost hergestellt und durch Eisenbetonbalken miteinander verbunden, auf dem dadurch geschaffenen biegungsfesten Grundrahmen sind die Hauswände errichtet worden. Auch die Kellerdecken und die Fußböden der nicht unterkellerten Räume sowie die Ladebühnen des Güterschuppens sind aus Eisenbeton hergestellt, die Gebäude sind also von dem unvermeidlichen Nachsacken des aufgeschütteten Untergrundes ganz unabhängig. Der Fußbodenbelag besteht in den Aufenthaltsräumen aus Linoleum, in den Güterräumen aus Asphaltplatten, in den Werkstätten teils aus Lehmestrich, teils aus Eichenholzpflaster. Die oberen Decken sind gewöhnliche Holzbalkendecken. Die äußere Erscheinung der Gebäude ist übereinstimmend durchgebildet worden, indem die Umfassungswände im unteren Teile in Rohbau, oben mit weißem Putz versehen sind. Der Schuppenraum hat ein Pappdach erhalten, im übrigen sind Ziegeldächer mit Falzpfannenbelag angewendet.

In Text-Abb. 9 und 10 sind die Grundrisse des Werkstattgebäudes und Güterschuppens dargestellt.

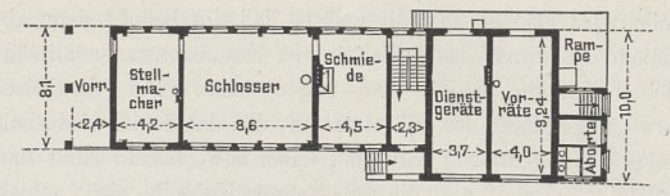


Abb. 9. Werkstattgebäude.

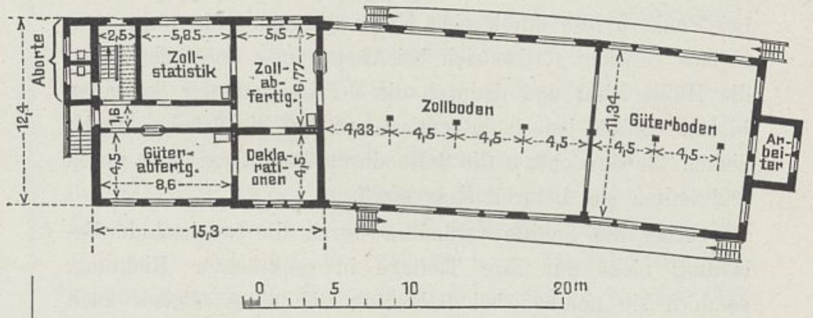


Abb. 10. Zoll- und Güterschuppen.

Außerhalb des Hafengebietes sind an der Straße nach Lanken noch fünf große Dienstwohngebäude für mittere und Unterbeamte und für Arbeiter hergestellt worden. Wegen der Lage an bevorzugter Stelle ist auf gefällige Erscheinung Wert gelegt worden.

9. Die Seezeichen.

Vor Beginn der Erweiterungsbauten war nur der damalige Molenkopf (Punkt *E* in Abb. 1 u. 3 Bl. 25) durch ein Leuchtfeuer und Nebelsignal bezeichnet, die nach Fertigstellung der Hafenerweiterung an das Ende der Ostmole versetzt worden sind. Das Leuchtfeuer ist ein unterbrochenes Feuer mit Einzelunterbrechungen, weiß und rot und grün. Es ist in einem 12 m hohen, aus Text-Abb. 11 erkennbaren Turme aufgestellt und wird durch Ölgas gespeist, das mit 10 Atm. Druck in dem als Gasbehälter ausgebildeten Hohlraume des Turmes aufgespeichert wird. Eine Turmfüllung reicht etwa ein Jahr aus. Der tongebende Apparat des Nebelsignales ist ein im Laternenraume des Leuchtturmes aufgestelltes Zungenhorn (Pietersche Trompete), das durch Preßluft von 8 Atm. Spannung angetrieben wird und alle 10 Sekunden Einzeltöne von 2,5 Sekunden Dauer abgibt. Die Preßlufterzeugung erfolgt in dem neben dem Hafenverwaltungsgebäude befindlichen Maschinenhause. Die Zuleitung zum Nebelhorn geschieht durch eine auf der Mole verlegte Leitung.

Als mit der Molenverlängerung begonnen wurde, ließ man das Leuchtfeuer als allgemeines Ansegelungszeichen für den Hafen auf seinem Standorte unverändert bestehen, außerdem wurde das Ende des Molengerüstes durch drei Stück übereinander in 13,5, 12,6 und 11,7 m Höhe aufgehängte Ankerlaternen mit grünem Festfeuer kenntlich gemacht. Das Nebelsignal wurde dagegen eingezogen, dafür wurde ein gleiches Signal auf dem jeweiligen Ende des Gerüstes aufgestellt. Zur Aufnahme der Trompete und des Mastes für die vorerwähnten Laternen wurde die aus Text-Abb. 3 erkennbare Signalbude erbaut, die auf Schienen fahrbar war und stets vor den Rammen, möglichst nahe dem Ende des Rammgerüstes, hergeschoben wurde. Zum Antriebe des vorläufigen Nebelsignales wurde die Luftleitung über das Baugerüst geführt. Dazu sind gepreßte Bleirohre mit Flanschenverbindungen verwendet worden; nur ein Weichmetall war nach-



Abb. 11. Verschiebung des Leuchtturmes.

giebig genug, um die bei starkem Seegang recht erheblichen Schwankungen des Gerüstes ohne Schaden ertragen zu können. Solange das Gerüst noch verlängert wurde, war außerdem noch vor dem jeweiligen äußersten Pfahl eine Leuchttonne mit grünem Festfeuer ausgelegt. Diese vorläufigen Einrichtungen sind vier Jahre lang mit Erfolg angewendet worden. Größere Beschädigungen sind nur bei dem starken Sturme am 26. November 1911 entstanden, wobei die Luftleitung mehrfach zerrissen und die Signalbude umgeworfen wurde und nur durch einen Zufall vor dem Absturze bewahrt blieb.

Bemerkenswert ist die Versetzung des Leuchtturms nach Fertigstellung der Mole. Man entschloß sich, die Fortbewegung ohne Betriebsunterbrechung, also mit stehendem Turme vorzunehmen. Dieser stand mit sechs Füßen auf dem runden gemauerten Molenkopfe und war an starken Ankern verschraubt. Es wurden zwei der Molenform angepaßte einhüftige Portalwagen nach den Abb. 11 bis 13 Bl. 26 hergestellt. Diese wurden zu beiden Seiten des nach Verlängerung der Mole als Erhöhung stehengebliebenen alten Kopfes, so nahe wie möglich an diesem, auf Schienen aufgestellt. Alsdann wurde das Mauerwerk vorsichtig so weit abgestemmt, daß ein starker aus zwei Stück ⊏-Eisen, Profil Nr. 30, und ein I-Eisen, Profil Nr. 34, zusammengesetzter Träger unter den hafenseitigen Fuß geschoben und mit diesem verschraubt werden konnte. Der Träger wurde alsdann an den Querbalken der beiden Wagen mit starken Schraubenbolzen aufgehängt. Ebenso wurde dann der seeseitige Turmfuß unterfangen. Endlich wurden von den übrigen vier Füßen nacheinander je zwei vorsichtig freigestemmt und durch starke hölzerne Balken, die als Querträger an den vorerwähnten eisernen Längsträgern angebracht wurden, unterstützt. Nachdem so der Turm allmählich auf die beiden zu einem Ganzen verbundenen Portalwagen gebracht war, konnte die Verschiebung auf dem vorher verlegten Gleise leicht durchgeführt werden. Text-Abb. 11 zeigt den Vorgang der Verschiebung. Sie fand in zwei Abschnitten statt, nämlich im Februar 1910 um 230 m nach Beendigung des ersten Ausbaues und im Juli 1912 um weitere 200 m nach Fertigstellung der ganzen Mole. Während der Zwischenzeit ist der Turm auf dem Verschiebewagen verblieben, zur Sicherheit wurden die eisernen Träger jedoch vorläufig untermauert. An dem endgültigen Standorte, dem neuen Molenkopfe, erfolgte die Ausrüstung und Untermauerung des Turmes genau in umgekehrter Weise als früher die Unterfangung. Die Versetzung ist unter weitgehenden Sicherheitsmaßregeln ohne Unfall und ohne Betriebsstörung durchgeführt worden.

Außer dem Hauptfeuer wurden durch den Ausbau des Hafens noch die folgenden auf dem Übersichtsplan (Abb. 3 Bl. 25) eingetragenen Seezeichen erforderlich.

Zur Bezeichnung des Westmolenkopfes ist ein rotes Festfeuer auf eisernem Fachwerkunterbau hergestellt worden. Ferner befindet sich an einem auf dem Hafengelände errichteten eisernen Gittermast das sogenannte Hafenoberfeuer, Kennung: unterbrochenes Feuer mit Gruppen von zwei Unterbrechungen, rot, welches mit dem Westmolenfeuer ein Richtfeuerpaar für die Ansteuerung der Hafeneinfahrt unter Vermeidung der westlichen Untiefen bildet. Das Hafenoberfeuer wird nur gezeigt, wenn die Seetonnen zur Bezeichnung der westlichen Baggergrenze aus irgendwelchem Grunde, z. B. wegen Eisganges, eingezogen sind. Für die genaue Bezeichnung der Fährbettenachsen dienen zwei besondere Richtfeuerpaare; die Unterfeuer sind auf den Verbindungsstegen der Endportale, die Oberfeuer auf den Mittelportalen der Landebrücken aufgestellt worden. Diese Feuer sind orangefarben, für das östliche Fährbett sind sie durch Einzelunterbrechungen, für das westliche durch Gruppen von zwei Unterbrechungen gekennzeichnet, und zwar werden die zusammengehörigen Ober- und Unterfeuer gleichgängig unterbrochen. Die Richtfeuer werden nur gezeigt, wenn ein Fährschiff erwartet wird, und zwar nur für dasjenige Fährbett, in das die Einfahrt erfolgen soll. Endlich sind noch die weit in den Hafen vorspringende Mittelzunge der Fährbetten und der äußerste Dalben neben dem östlichen Fährbett durch violette Festfeuer bezeichnet worden.

Sämtliche vorerwähnten Feuer haben elektrisches Glühlicht erhalten. Während die violetten Leitwerkfeuer als einfache Lampen in glatten Glasglocken aufgestellt sind, haben die übrigen Gehäuse mit verstärkenden Gläsern und Spiegeln erhalten. Zur Sicherheit ist in jeder Leuchte außer der in Betrieb befindlichen Glühlampe noch eine Ersatzlampe angeordnet, die durch elektromagnetische Wirkung selbsttätig eingeschaltet wird, sobald die Hauptlampe durchbrennt.

Außer dem Hauptnebelsignal auf der Ostmole sind noch elektrisch angetriebene Glockenwerke auf dem Westmolenkopfe und auf der Mittelzunge der Fährbetten angeordnet. Ersteres wird bei Nebel in Gang gesetzt, wenn ein Fährschiff erwartet wird; es ist dadurch gekennzeichnet, daß abwechselnd ein tiefer und ein hoher Glockenton in gleichen Zeitabschnitten kurz aufeinander folgen. Hat das Schiff die Molenöffnung

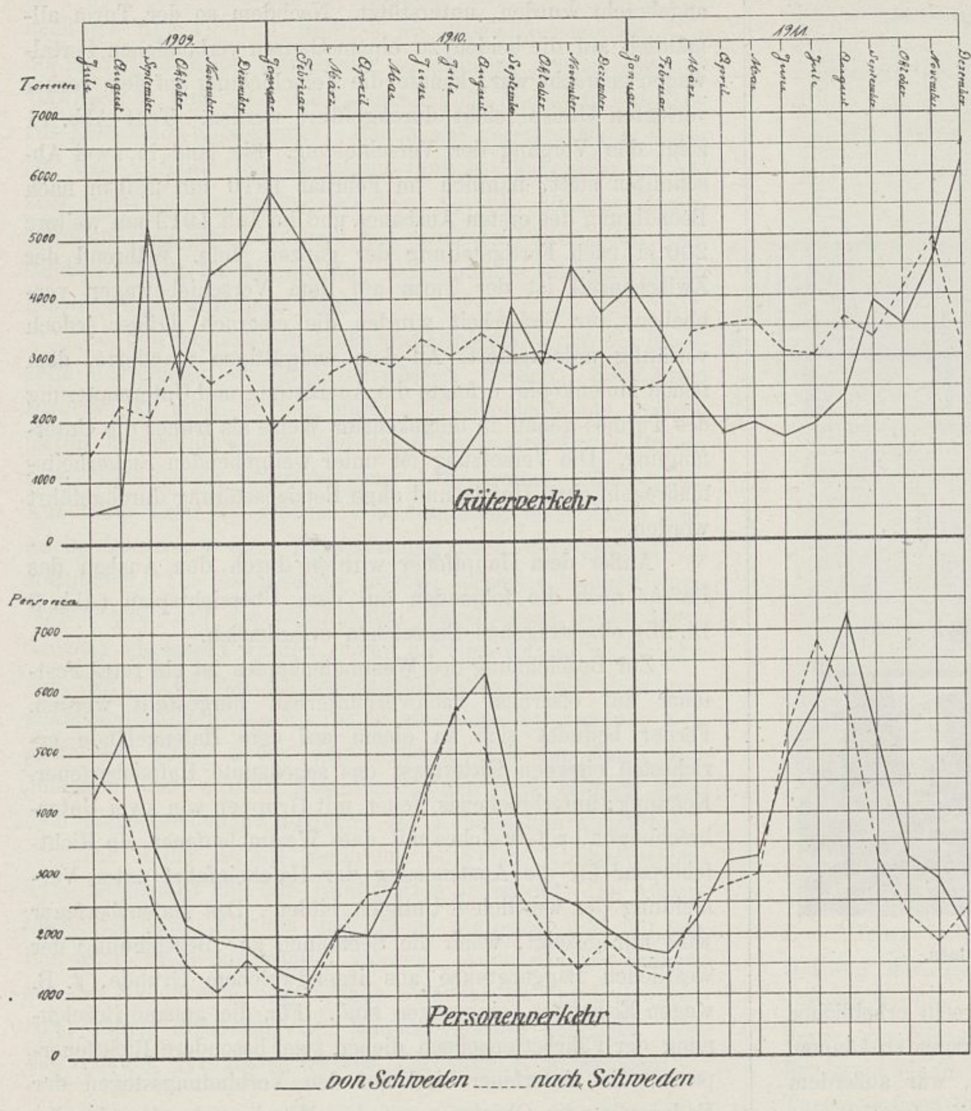


Abb. 12. Zeichnerische Darstellung der Verkehrsentwicklung.

erreicht, so gibt es ein Zeichen, alsdann wird das Glockenwerk auf der Westmole ausgeschaltet und dafür dasjenige auf der Mittelzunge eingeschaltet. Letzteres erzeugt eine Reihe von schnell aufeinanderfolgenden gleich hohen Glockentönen (Rasselwerk). Diese Tonreihe wird durch einzelne kurze Pausen in regelmäßigen Abständen unterbrochen, wenn in das östliche Fährbett eingefahren werden soll, dagegen mit Gruppen von zwei Pausen bei Einfahrt in das westliche Fährbett.

Die Schalt- und Kontrollvorrichtungen für die elektrischen Feuer und Nebelsignale sind, soweit letztere der allgemeinen Schiffahrt dienen, im Hafenamt, soweit sie nur für die Fährschiffe bestimmt sind, in einem neben dem Postgebäude errichteten Schalthäuschen untergebracht. Dieses enthält auch die Unterbrechungsvorrichtungen für die Kennungen. Ursprünglich erfolgte die Stromausschaltung durch Drehung einer von einem kleinen Elektromotor angetriebenen Walze mit teils leitendem, teils nichtleitendem Belag, auf dem Kontaktfedern schleiften. Trotzdem die angewandte Stromspannung nur 110 Volt (Gleichstrom) beträgt, war die Funkenbildung bei den Unterbrechungen so stark, daß die Walzen in kurzer Zeit durch Abbrennung unbrauchbar wurden. Neuerdings ist eine Vorrichtung eingeführt worden, die die Unterbrechung durch senkrechtes Abheben der Kontaktklötze bewirkt; das Abbrennen wird durch Nachstellung der Klötze ausgeglichen. — Zu den Seezeichen gehören außerdem noch drei Seetonnen, die die westliche Baggergrenze vor der Hafeneinfahrt kennzeichnen. Sie sind, da sie für eingehende Schiffe an Backbordseite liegen, bestimmungsgemäß als schwarze Spitztonnen ausgebildet und mit den arabischen Ziffern 1, 2, 3 gekennzeichnet. Tonne 3 trägt zur Unterscheidung ein Toppzeichen, Tonne 1 hat einen Bakenaufbau und ein durch den Wellenschlag betätigtes Glockensignal, sie ist außerdem mit einem ohne Wartung ständig brennenden Leuchtfeuer ausgerüstet, das Gruppen von zwei Unterbrechungen, weiß, zeigt. Als Brennstoff wird Ölgas benutzt, das bis zu 8 Atm. verdichtet in den als Gaskessel ausgebildeten Hohlraum der Tonne eingebracht wird; eine Füllung reicht etwa 90 Tage. Die Kennung wird wie beim Ostmolenfeuer durch einen Pintschschen Membranunterbrecher bewirkt.

10. Die Funkspruchanlage.

Die pünktliche Durchführung des Fährbetriebes erfordert einen regen Depeschenwechsel zwischen den beiden Landstationen über Einzelheiten des Fahrdienstes. Früher konnten Telegramme nur auf dem Umwege über Stralsund — Malmö unter Benutzung eines Kabels der Reichspostverwaltung befördert werden. Wegen Überlastung der Kabel trafen die Dienstdepeschen oft mit lästigen Verspätungen ein. Die Eisenbahnverwaltung beschloß daher die Herstellung einer eigenen Anlage. Die Untersuchungen ergaben, daß die Verwendung elektrischer Wellen vorteilhafter war als die gewöhnliche Telegraphie mittels eines neu zu errichtenden Kabels, zumal da ein neues Seekabel hätte verlegt werden müssen. Außerdem ermöglicht die Funkentelegraphie auch den Verkehr mit den in Fahrt befindlichen Schiffen, was nicht nur für die pünktliche Abwicklung des Fahrdienstes zweckmäßig ist, sondern auch bei etwaigen Schiffsunfällen die Möglichkeit schneller Hilfeleistung fördert. Es sind daher Landstationen in Saßnitz und in Trälleborg und Bordstationen auf allen Fährschiffen eingerichtet worden, die sämtlich mit Geber- und Aufnahmevorrichtungen ausgerüstet sind. In Saßnitz wurden auf dem Hafengelände zwei Stück 40 m hohe Antennentürme aus Eisenfachwerk in 85 m Abstand errichtet, zwischen denen die Antennendrähte gespannt sind. Die Apparate zum Geben und Aufnehmen der Depeschen sind in einem besonderen Funkspruchhäuschen untergebracht. Die verwendeten Wellen sind ungerichtet, mit 450 m Wellenlänge und etwa 0,2 KW. Schwingungsenergie. Die Tragweite der Anlage reicht nicht nur über die Seestrecke bis Trälleborg, sondern gestattet auch eine sichere Verständigung mit den Stationen Malmö und Swinemünde.

Die schwedischen Anlagen.

Kurz erwähnt seien noch die Fähranlagen in Trälleborg. Der dortige in Abb. 9 Bl. 26 dargestellte Hafen war schon

vor Errichtung der neuen Verkehrslinie so geräumig, daß er nur wenig geändert zu werden brauchte. Jedoch mußte die Wassertiefe in dem von den Fährschiffen befahrenen Teile auf 6,5 m gebracht und die früher sehr schmale Hafenöffnung durch Zurücksetzen der Molenköpfe auf 60 m erweitert werden. Dem Hafen ist ein breites Schar vorgelagert, die Zufahrt erfolgt durch eine 1500 m lange sorgfältig betonnte und befeuerte Baggerrinne; ihre Breite ist jetzt auf 80 bis 100 m, ihre Tiefe auf 7 bis 7,5 m gebracht worden, und zwar gelten die kleineren Zahlen für die nördliche, dem Hafen näher gelegene Hälfte, die im flachen Schar gegen stärkeren Seegang etwas geschützt ist. Die Fährbetten liegen an der östlichen Seite des Hafens; wie sich aus dem Lageplan ergibt, müssen die einfahrenden Schiffe ziemlich scharf nach rechts abbiegen. Es hat sich gezeigt, daß dies bei ungünstigem Winde bisweilen schwer ausführbar ist. Man hat daher vor den Fährbetten einen starken Dalben hergestellt, an dem die Schiffe eine Trosse festmachen können, um durch Schwojen die Wendung zu erleichtern. Das Kehren der Schiffe erfolgt, ebenso wie in Saßnitz, schon auf der Reede, so daß schon die Baggerrinne mit Rückwärtsfahrt durchlaufen werden muß. Nur bei sehr ungünstigen Verhältnissen wird vorwärts eingefahren, die Drehung muß dann im Hafen mit Hilfe des vorbenannten Dalbens erfolgen.

Der feste kalkige Baugrund erschwert sehr die Verwendung von Rammpfählen, die Fährbetten sind daher in trockengelegter Baugrube ganz massiv hergestellt worden; Abb. 10 Bl. 26 stellt einen Querschnitt durch die Fährbetteinfassungen dar. Die Streichwände sind nahe der Mittelwasserlinie mit dem Mauerwerk durch Gelenke verbunden und stützen sich am oberen Ende gegen Buffer; die Verwendung von schnell vergänglichem Holzwerk ist auf das äußerste eingeschränkt worden, dies dürfte zweckmäßig und nachahmenswert sein. Die Landebrücken sind denjenigen in Saßnitz sehr ähnlich.

Bis zur Betriebseröffnung konnte auf schwedischer Seite nur ein Fährbett und ein Schiff bereitgestellt werden, die übrigen sind erst ein Jahr später in Betrieb genommen worden. Wegen des anfänglich noch geringen Verkehres konnte der Fahrplan so eingerichtet werden, daß in Trälleborg mit nur einer Landungsstelle auszukommen war.

Baukosten, Unternehmer und Bauleitung.

Die von preußischer Seite aufgewendeten Kosten betragen im ganzen rund 10020900 Mark[3]), davon entfallen auf die eigentlichen Hafenanlagen 2878000 Mark, auf die Eisenbahnanlagen, einschließlich der Fährbetten und der Hochbauten, 2183000 Mark und auf die beiden Fährschiffe 4495000 Mark, der Rest auf Verwaltungskosten und Verschiedenes. Auf die einzelnen Bauwerke verteilen sich die Kosten wie folgt:

Ostmole	1 100 000 Mark
(für 1 m Länge durchschn. 2560 Mark)	
Westmole	194 700 „
(für 1 m Länge durchschn. 1560 Mark)	
Baggerarbeiten und Aufschüttung	946 800 „
(für 1 cbm durchschn. 1,74 Mark)	
Seitenbetrag	2 241 500 Mark
Übertrag	2 241 500 Mark
Äußeres Seedeckwerk	157 400 „
(für 1 m Länge durchschn. 670 Mark)	
Inneres Deckwerk	174 001 „
(für 1 m Länge durchschn. 328 Mark)	
Kaimauer	254 900 „
(für 1 m Länge durchschn. 930 Mark)	
Fährbetten	754 000 „
Landebrücken	263 600 „
Futtermauer	325 000 „
(für 1 m Länge durchschn. 541 Mark)	
Gleisanlagen	170 500 „
Güterschuppen und Werkstatt	129 900 „
Dienstwohngebäude	249 500 „
Seezeichen	49 800 „
Wasserversorgung, Entwässerung, Beleuchtung	50 600 „
Funkspruchanlagen	73 500 „
Grunderwerb	166 600 „
Bauleitung	272 000 „
Verschiedenes	193 400 „
zwei Fährschiffe	4 494 700 „
zusammen	10 020 900 Mark.

Die Bauausführung war fast ausschließlich an Unternehmer vergeben. Die Molen des ersten Ausbaues, ebenso Deckwerke, Kaimauer, Fährbetten, Futtermauer und die Baggerarbeiten sind von der Firma J. P. A. Hintzpeter in Hamburg als Generalunternehmerin ausgeführt worden; diese hatte wiederum die Bagger- und Aufschüttungs- sowie die Maurer- und Betonarbeiten mit Zustimmung der Verwaltung der Firma Habermann u. Guckes in Kiel übertragen. Die Landebrücken führte J. C. Harkort in Duisburg im Verein mit der Berliner Maschinenfabrik Zyklop aus. Vorbenannte Firmen haben durch ihre tüchtigen Leistungen wesentlich dazu beigetragen, daß der Fährbetrieb programmgemäß eröffnet werden konnte; ihnen sei an dieser Stelle Dank und Anerkennung ausgesprochen.

Der Molenunterbau des zweiten Ausbaues wurde von R. Schneider, Berlin, der Oberbau sowie die Baggerarbeiten für die spätere Fahrwassererweiterung von N. C. Monberg, Kopenhagen, ausgeführt. Die Hafenhochbauten übernahm C. Reincke u. Ko., Stettin, die Dienstwohngebäude Rinow u. Gabbert, Saßnitz. Die beiden preußischen Fährschiffe sind auf der Vulkanwerft in Stettin erbaut worden.

Die gesamte Bauausführung erfolgte durch die preußische Eisenbahnverwaltung, vertreten durch die Königliche Eisenbahndirektion in Stettin, als Bauherrin und Verwalterin des Baufonds. Über die wasserbaulichen Anlagen hat jedoch die preußische Wasserbauverwaltung, vertreten durch den Regierungspräsidenten in Stralsund, die technische Aufsicht geführt. Die örtliche Leitung aller Eisenbahn- und Hafenbauten, jedoch mit Ausnahme der dem Betriebsamt 1 in Stralsund zugewiesenen Gleisanlagen, Dienstwohngebäude und eines Teiles der Funkspruchanlage, ist durch die zu diesem Zwecke gegründete Bauabteilung Saßnitz erfolgt. Die Vorentwürfe sind teils von der Eisenbahndirektion Stettin, teils von dem Wasserbauamt Stralsund-Ost bearbeitet worden; der ausführliche Entwurf der Landebrücken wurde nach den Angaben der Eisenbahndirektion von der Firma Harkort auf-

3) Der endgültige Abschluß der Baufonds ist zurzeit noch nicht erfolgt.

gestellt, die übrigen der Bauausführung zugrunde liegenden ausführlichen Entwürfe der Hafen- und Fähranlagen sind von der Bauabteilung Saßnitz bearbeitet worden.

Die beteiligten Baubeamten waren a) im Ministerium der öffentlichen Arbeiten: die Geheimen Oberbauräte Hoffmann (Eisenbahnbau), Germelmann (Wasserbau), Körte (Seezeichenwesen) und der Geheime Oberbaurat Domschke (Maschinenbau); b) bei der Eisenbahndirektion Stettin: die Regierungs- und Bauräte Merkel (Neubaudezernat), Lauer (jetzt Oberbaurat in Kattowitz; Brückenbaudezernat) und der Geheime und Oberbaurat Gilles (Maschinentechnisches Dezernat); c) bei der Regierung in Stralsund: der damalige Regierungs- und Baurat Niese (jetzt Oberbaurat in Danzig), später der Regierungs- und Baurat Hentschel; d) bei der Bauabteilung Saßnitz: der Verfasser als Vorstand; ihm waren nacheinander beigegeben die damaligen Regierungsbauführer Hübner, Steinhausen, Schilling und Kücken. Der Fährbetrieb wurde in der ersten Zeit geleitet von dem Regierungsbaumeister Gaedicke (Maschinenbaufach), der auch den Bau der Fährschiffe überwacht hat.

Verkehrsentwicklung.

Der Verkehr hat auf der neuen Linie die gehegten Erwartungen weit übertroffen; die Entwicklung ist nach Monaten geordnet in Text-Abb. 12 zeichnerisch dargestellt. Man sieht, daß der Güter- und der Personenverkehr sich in günstiger Weise ergänzen; jener ist im Winter, dieser im Sommer überwiegend. Zu der Zahl der Reisenden stellen die Besucher der Badeorte einen erheblichen Anteil, hierzu trägt die günstige Lage von Saßnitz nicht wenig bei, denn sein Hafen ist der Ausgangspunkt für die Dampferlinien nach Stettin und den pommerschen und rügenschen Bädern sowie nach Bornholm und Kopenhagen. Ein großer Teil der Reisenden würde ausbleiben, wenn der Fährhafen außerhalb des Badeverkehrs angelegt worden wäre. Die Jahresabschlußzahlen seit der Betriebseröffnung sind:

	Beförderte Personen Anzahl		Eilstückgut t		Frachtstückgut t		Wagenladungen t	
	nach Schweden	von Schweden	nach Schweden	von Schweden	nach Schweden	von Schweden	nach Schweden	von Schweden
1909 (seit dem 7. Juli)	15 412	19 023	402	371	1866	358	12 206	17 513
1910	32 823	37 454	928	927	5200	1004	28 609	36 605
1911	38 872	43 505	1200	1020	6648	1089	32 999	35 680

Die Fähranlage befindet sich also in durchaus gesunder Entwicklung. Demgegenüber sind gewisse Behauptungen, die besonders im Winter 1911/12 wiederholt durch die Tagespresse gingen, zu berichtigen. Es ist dort gesagt worden, die Fährverbindung habe während der Eiszeit des letzten Winters vollständig versagt; es habe sich nun gezeigt, welch ein großer Fehler es gewesen sei, daß als preußischer Ausgangshafen nicht Arkona gewählt worden ist. In Wirklichkeit ist jedoch Eises halber nicht eine einzige Fahrt ausgefallen, während die Linien Warnemünde-Gjedser und Kiel-Körsör tagelang den Betrieb einstellen mußten. Gerade während der Eiszeit war der Güterverkehr über Saßnitz so lebhaft, daß außer den fahrplanmäßigen noch fast täglich Sonderfahrten ausgeführt werden mußten. Die einige Male vorgekommenen Verspätungen waren nur zum Teil durch Eis verursacht, in den meisten Fällen waren Zugverspätungen auf dem Lande infolge von Schneeverwehungen die Ursache. Auch ist es vorgekommen, daß Fährschiffe im Nebel vor Trälleborg haben liegen bleiben müssen, weil die lange und schmale Einfahrtsrinne ohne Seezeichen nicht zu passieren war; letztere, zu denen auch ein mit Knallsignal und Unterwasserglocke ausgerüstetes Feuerschiff gehört, hatten wegen Eisschiebungen eingezogen werden müssen. Solche Verkehrsstörungen sind nicht anders zu bewerten, als die durch höhere Gewalt bisweilen vorkommenden Verspätungen im gewöhnlichen Eisenbahnverkehr.

Die Betriebseinrichtungen beim Bau der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Von den Regierungsbaumeistern Gährs in Rendsburg und Prietze in Kiel.

(Mit Abbildungen auf Blatt 31 bis 36 im Atlas.)

Im Zusammenhange mit der Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals werden an den beiden Enden des Kanals, bei Brunsbüttel und bei Holtenau neben den bestehenbleibenden alten Schleusen neue Doppelschleusen gebaut, für deren Ausführung wegen der zu bewältigenden großen Erd- und Mauerwerksmassen umfangreiche Baubetriebseinrichtungen geschaffen wurden. Nachstehend soll der Bau der neuen Ostseeschleusen bei Holtenau, wo noch besondere Rücksicht auf örtliche Verhältnisse und Beschränktheit der Baustelle zu nehmen war, eingehend erläutert werden.

I. Kurze Beschreibung des Bauwerks.

Die neuen Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Abb. 1 bis 6 Bl. 31), die nach ihrer Fertigstellung die größten der Welt sein werden, werden als Doppelschleusen gebaut und erhalten bei 45 m nutzbarer lichter Weite eine Kammerlänge von 330 m zwischen Binnen- und Außenhaupt. Zu Aushilfszwecken ist noch ein Mittelhaupt vorgesehen, welches so gelegt ist, daß bei zerstörtem Außenhaupt noch eine Kammerlänge von 221,15 m zwischen Binnen- und Mittelhaupt verbleibt, während die kurze Kammer zwischen Mittel- und

Außenhaupt eine Länge von 100 m erhält. Die Oberkante der Drempel sowie der Kammersohlen liegt auf + 6 m Höhe, (bezogen auf eine Ebene = -- 20 m N.N.), so daß bei mittlerem Ostseewasserstande von + 19,77 m eine Wassertiefe von 13,77 m vorhanden ist. H.H.W. der Ostsee liegt auf + 22,94 m, N.N.W. auf + 17,68 m, zukünftiges Mittelwasser des Kanals auf + 20,10 m.

Die nebeneinander liegenden Einzelschleusen sind durch eine zwischen den Kammern 13,5 m starke Mittelmauer getrennt und arbeiten völlig unabhängig voneinander. Als Verschlüsse dienen Schiebetore, die gleichzeitig zum Trockenlegen der Häupter verwendet werden können. Um für diesen Fall die erforderlichen Anschläge zu gewinnen, müssen die Kammermauern auf beiden Seiten zurückspringen, und zwar um das Maß von 1,5 m, damit das Eindrehen des im Grundriß rechteckigen Tores innerhalb der Schleusenkammer möglich wird. Die sich ergebende Mehrweite wird ausgenutzt, um den Fuß der Kammermauer etwas vorzuziehen, was aus statischen Rücksichten erwünscht ist. Der Fuß der Mittelmauer wird entsprechend ausgebildet, die nutzbare Breite von 45 m ist jedoch überall vorhanden (Abb. 2 Bl. 31).

Die Oberkante der Häupter sowie der Kammermauern ist durchgehend auf + 23,77 m Höhe, d. h. 4 m über Mittelwasser gelegt, um den die neuen Schleusen vorwiegend benutzenden großen Schiffen mit hohem Bord auch bei höheren Wasserständen noch genügend Führung zu sichern. Die Tore werden beim Öffnen der Schleusen in seitliche Torkammern hineingezogen. Mit Rücksicht auf das Trockenlegen der Häupter sind in den Durchfahrten 7 m starke Sohlen mit kräftigen Eiseneinlagen erforderlich. Von dem aufgehenden Mauerwerk der Tornischen und Mittelmauer sind die Durchfahrtsohlen durch senkrechte Fugen getrennt. In der Mitte der Sohle ist ein Schlitz für die Bahnen der Schiebetore vorgesehen. Die Wände der Torkammern haben an der Innenseite aus statischen Rücksichten eine Neigung von etwa 3 : 1 erhalten. Um die erforderliche Plattform für die Antriebvorrichtungen und die Führungen des Tores zu schaffen, sind Pfeiler vorgezogen, die durch Bögen verbunden werden.

Am Eingange erhält die Torkammer, ebenso wie der Sohlenschlitz, eine Weite von 8,85 m, entsprechend einer größten Torbreite zwischen den Dichtungsleisten von 8,75 m. In ihrem hinteren Teile ist die Torkammer auf 10 m zwischen den Plattformen der Galerien und auf 11 m zwischen den Pfeilern erweitert, damit genügend Spielraum vorhanden ist, um Reinigungs-, Anstrich- und Ausbesserungsarbeiten am Tore innerhalb der Nische vornehmen zu können und die Wasserwiderstände bei Bewegung des Tores tunlichst herabzumindern. Sollen derartige Unterhaltungsarbeiten ausgeführt werden, so wird die Torkammer durch einen besonderen Schwimmer am Eingange abgeschlossen und leergepumpt.

Da vielleicht die im Aufriß wie Grundriß völlig rechteckige Form der Tornischen auffällt, mögen hier einige Bemerkungen über die Schiebetore Platz finden. Um ein Tor zur Vornahme von Ausbesserungen oder zwecks Verwendung zur Trockenlegung eines Hauptes aus seiner Nische herausdrehen zu können, erhielten früher die Schiebetore entweder im Aufriß oder meistens nach Patent Kinipple im Grundriß trapezförmige Gestalt. Beide Anordnungen führten zu erheblichen Mehrkosten für die Schleusenhäupter und die Tore, da die maßgebliche Durchfahrtweite durch die kurze Seite des Trapezes bedingt war. Bei trapezförmigem Grundriß kamen außerdem unliebsame vorspringende Ecken an den Häuptern hinzu. Für die neuen Ostseeschleusen wurden Schiebetore von im Grund- wie Aufriß rechteckiger Form entworfen. Das Ausdrehen eines solchen Tores wird ermöglicht durch den gegebenen Spielraum von 10 cm zwischen Dichtungsleisten und Mauerwerk, vermehrt um die Höhe der senkrechten Dichtungsleiste von 40 cm. Alle wagerechten Führungs- und Dichtungsleisten müssen an einer Kante des Tores auf eine Länge von etwa 3 m abgenommen werden, was mit Hilfe von Tauchern leicht geschehen kann.

Die Befestigung der Kammersohlen erfolgt durch 0,75 m starke quadratische Betonblöcke von 3 m Seitenlänge. In der Mitte eines jeden Blockes wird durch eingesetzte, mit Kies angefüllte Drainröhren eine Verbindung mit den darunterliegenden Erdschichten hergestellt, um eine Entlastung der Kammersohle bei etwaigem Auftrieb herbeizuführen. Die massiv ausgeführten Kammerwände reichen mit ihrer Unterkante bis + 3 m Höhe herab. An den Längsseiten der Kammerwände sind bis zur Höhe + 0,0 reichende Spundwände vorgesehen, um Wasserdurchzüge zu unterbinden. Zum Füllen und Leeren der Schleusen dienen je zwei Umlaufkanäle mit zusammen 22 qm Querschnitt. Die Umläufe in der Mittelmauer können in gerader Linie durchgeführt werden, die gegenüberliegenden gehen von den Pfeilerköpfen der Binnenhäupter aus um die Tornischen herum in den Kammerwänden entlang zum Außenhaupt. Die Verbindung mit den Schleusenkammern wird durch einander gegenüberliegende Stichkanäle hergestellt. Der Verschluß der Umläufe erfolgt durch Gleitschütze.

Das gesamte Bauwerk wird in Stampfbeton ausgeführt. Alle aufgehenden Mauerflächen mit Ausnahme der mit Erde hinterfüllten sowie die Innenflächen der Umläufe erhalten Klinkerverblendung. Sämtliche Anschlagsflächen und vorspringenden Kanten sowie die Ausmündungen der Umläufe werden mit Granitwerksteinen eingefaßt, die Maueroberflächen an der Wasserseite sind mit Werksteinplatten abgedeckt.

Der Beton wird als Traß-Zementbeton hergestellt, wobei das Verhältnis von Traß zum Zement in Raumteilen 0,5 : 1 beträgt. Als Zuschlag werden reiner Grubenkies und Steinschlag, der aus Granitfindlingen gebrochen wird, verwendet, und zwar wird für den am stärksten beanspruchten Beton der Sohlen- und Widerlagspfeiler für die Tore auf 1 Teil Kies $^1/_2$ Teil Schotter zugesetzt, während die Schleusenkammern und Tornischenmauern in reinem Kiesbeton ausgeführt werden. Bei dem Schotterbeton für Sohlen und Pfeiler beträgt das Verhältnis von Mörtelbildner zum Zuschlag 1 : 5,6, bei dem Kiesbeton 1 : 7, so daß 1 cbm fertiger Schotterbeton etwa 800 l Kies, 400 l Steinschlag, 143 l Zement, 71 l Traß und 1 cbm Kiesbeton 1200 l Kies, 114 l Zement, 57 l Traß enthält.

II. Lage der Baustelle und Bodenverhältnisse.

Die Linienführung der östlichen Kanalstrecke bedingt, daß die neuen Schleusen südlich der alten zu liegen kommen (Lagepläne Abb. 1 u. 6 Bl. 32). Das Gelände liegt hier im allgemeinen hoch und steigt nach Süden zu, nach der Stadt Kiel hin, noch weiter an. Um die Baustelle freizulegen, waren zunächst etwa 1800000 cbm Boden zu beseitigen,

wodurch das Gelände der Baustelle gleichmäßig auf die Höhe der Schleusenoberkante, also etwa 4 m über Mittelwasser, eingeebnet wurde. Auf der Binnenseite bildet der Vorhafen der neuen Schleusen zusammen mit dem der alten eine trompetenförmig sich erweiternde gemeinsame Wasserfläche. Auf der nach der Kieler Föhrde zu gelegenen Seite erhalten die neuen Schleusen einen gesonderten Außenhafen (Abb. 6 Bl. 32). Auf dieser Seite ist das Baugelände durch den bestehenden Kohlenhof der Marine abgeschlossen, welcher während der Bauausführung der Schleuse durch eine weiter südlich gelegene Molenanlage ersetzt wird und daher erst nach Fertigstellung des Schleusenkörpers beseitigt werden darf. Das Baugelände ist also eingeschlossen: im Norden durch den Kanal und die alten Schleusen, im Osten durch den Kohlenhof der Marine und im Süden durch die Böschungen des liegenbleibenden hohen Geländes.

Die vorgenommenen Bohrungen zeigten stark verworfene Bodenschichten. Im allgemeinen findet sich unter der Ackerkrume gelber Lehm und darunter, häufig überlagert von Sand- und Kiesschichten, eine starke Schicht Geschiebemergel, die vielfach wieder von Sand- und Geröllschichten durchsetzt ist. Unter der Mergelschicht steht in großer Tiefe Sand von wechselnder Korngröße an, der von den Bohrlöchern nicht durchfahren wurde und der als der Hauptgrundwasserträger anzusehen ist. Die Mergelschicht nimmt von Süden nach Norden, also nach dem bestehenden Kanal hin, an Stärke zu und reicht hier stellenweise bis zur Gründungssohle der neuen Schleusen, während in der Achse und an der Südseite der Schleusen der Sand bis + 16 m Höhe und noch höher hinaufreicht. Das Bauwerk ist daher durchweg auf festgelagerten Sand zu gründen.

III. Allgemeine Anordnung des Baubetriebes.

Beim Bau der neuen Ostseeschleusen sind folgende Massen zu bewältigen:

1. 1800000 cbm Boden oberhalb des Planums der Schleusen und der angrenzenden Gebiete abzuräumen.
2. 2000000 cbm Boden zur Herstellung der eigentlichen Schleusenbaugrube auszuheben, davon rd. 1200000 cbm zwischen den Höhen + 23,77 und + 12 m und 800000 cbm unterhalb zwischen den Höhen + 12 und — 1 m.
3. 670000 Boden zur Hinterfüllung der Schleusen einzubringen.
4. rd. 450000 cbm Mauerwerk herzustellen und zwar: rd. 425000 cbm Stampfbeton, rd. 20000 cbm Klinker- und 5000 cbm Werksteinmauerwerk.

Der Lageplan (Abb. 1 Bl. 32) gibt eine Übersicht der ganzen Baustelle mit ihren Gleisen und sonstigen Förderanlagen. Wie schon gesagt und wie auch aus dem Plan deutlich hervorgeht, ist die Baustelle auf allen Seiten sehr eingeengt. Das mußte dazu führen, von vornherein auf die Führung der sämtlichen Förderbewegungen die größte Sorgfalt zu verwenden, da ohnedies bei den großen Massen und dem raschen vielgestaltigen Fortschritt des Baues fortwährend gegenseitige Behinderung zu gewärtigen und auf planmäßigen Fortgang der Arbeiten nicht zu rechnen gewesen wäre. Zunächst waren die Erdbewegung und die Bewegung der Baustoffe möglichst unabhängig voneinander zu machen. Dies wurde erreicht, indem beide Bewegungen in der gleichen Richtung geführt wurden, die Erdmassen nach Osten hin abgefahren, die Betonmassen und die anderen Baustoffe von Westen her zugefahren wurden. Diese allgemeine Förderrichtung ergab sich daraus, daß der größte Teil der Baggererde in See verstürzt werden mußte; die Umladestelle zwischen Erdwagen und Förderschute war daher zweckmäßig außerhalb der Kanalschleusen an die offene Föhrde zu verlegen. Der Lageplan (Abb. 1 Bl. 32) zeigt an der Nordostecke der Baustelle die hierfür errichteten Sturzgerüste. Anderseits war die am Binnenhafen westlich der Schleusenbaustelle vorhandene Kaimauer der gegebene Ort, die ankommenden Baustoffe zu verladen, zumal sich an dieser Stelle die erforderlichen großen Lagerplätze am besten herrichten ließen. Da die Bauzeit so kurz wie möglich zu halten war, durfte mit den Maurerarbeiten nicht gewartet werden, bis der Erdaushub der ganzen Baugrube vollendet war — dies hätte eine um zwei Jahr längere Bauzeit erfordert —, der Bau mußte vielmehr stückweise in der Art gefördert werden, daß, sobald ein genügender Teil der Bausohle hergestellt war, sofort mit der Errichtung eines Teils des Schleusenkörpers begonnen und dieser gleich bis zu seiner vollen Höhe fertiggestellt wurde. Es mag hierbei bemerkt werden, daß die Herstellung des Schleusenkörpers auf diese Weise in mehr als 20 Abschnitten erfolgt.

Vergegenwärtigt man sich nun, daß die Baugrube bis zu 25 m tief ausgehoben werden muß, daß die freistehenden Mauerwerkskörper, um ebensoviel in der Höhe wieder hinaufwachsen müssen, daß ferner der Bauplan verlangte, arbeitstäglich allein aus der unteren Hälfte der Baugrube bis zu 1500 cbm Boden zu fördern und bis zu 1000 cbm Mauerwerk einzubringen und daß dies alles auf denkbar beschränktem Raum geschehen muß, so ist eine Aufgabe umschrieben, die mit den bisher bei derartigen Bauten gebräuchlichen Arbeitsmitteln nicht zu bewältigen war. Die Verwendung zweier Hilfsmittel, die in der Zeit des Baubeginns im Jahre 1908 noch ganz neu war, beseitigte sämtliche Schwierigkeiten und stellt auch, wie schon jetzt übersehen werden kann, in wirtschaftlicher Beziehung einen vollkommenen Erfolg dar: nämlich erstens die Anwendung des Grundwassersenkungsverfahrens auf große Tiefen und zweitens die Verwendung von Seilkranen für sämtliche Förderungen nach und aus der Baugrube. Die Anwendung des ersten Verfahrens bedeutet die schnelle und vollständige Beseitigung des andringenden Wassers aus allen Teilen der Baugrube und damit die Befreiung der eigentlichen Bauarbeiten von allen Behinderungen und Gefährdungen durch Wasserandrang. Das zweite Verfahren erspart alle Gleise, Rampen und Fördergerüste innerhalb der Baugrube und gestattet, jeden Teil des Baues nach Belieben zu fördern. Wie diese Verfahren den vorliegenden örtlichen Verhältnissen angepaßt wurden, wird weiterhin beschrieben werden. Der Lageplan läßt erkennen, wie alle Fördergleise in einfachster Weise und auf derselben Ebene am Rande der Baugrube entlang geführt werden konnten.

Für die Herrichtung des Lagerplatzes waren ähnliche Erwägungen maßgebend wie bei der eigentlichen Baustelle; auch hier führt die Beengtheit des verfügbaren Raumes im Verein mit den großen zu bewegenden Massen dazu, sämtliche Förderungen von vornherein genau zu überlegen und Einrichtungen zu schaffen, mit Hilfe deren die verfügbaren

Flächen bis zum äußersten ausgenutzt wurden. Auch hier wurde eine Trennung der Förderungen vorgenommen, und zwar zwischen den Baustoffen, die vor dem Verbauen noch einer Verarbeitung unterliegen, den Beton- und Mörtelstoffen einerseits und den Baustoffen, die so, wie sie angeliefert werden, verbaut werden, nämlich Werksteine, Klinker usw. anderseits. Für die Betonbaustoffe wurde der westliche, für die übrigen Baustoffe der östliche Teil des Lagerplatzes eingeräumt. Die Lagereinrichtungen für die Betonbaustoffe bilden mit den Maschinenanlagen für die Herstellung des Mörtels und des Betons eine in sich abgeschlossene Gruppe. Es sind hier viererlei Baustoffe, Schotter, Sandkies, Tuffsteine und Zement, zu lagern und zu verarbeiten. Innerhalb dieser Gruppe sind die Mörtelstoffe wieder enger vereinigt, da sie zunächst miteinander zu mischen sind, ehe sie mit den Zuschlagstoffen in der Betonanlage vereinigt werden. Die Gleisanlagen für Schotter und Kies umfassen die Mörtelgruppe ringförmig, und ihnen schließt sich bei der Betonanlage das Betonabfuhrgleis tangential an. Die einzelnen Förderungen werden unter fast ausschließlicher Verwendung mechanischer Fördermittel bewirkt, deren nähere Beschreibung weiter unten folgt. An dieser Stelle mag nur noch darauf hingewiesen werden, daß an keiner Stelle eine Kreuzung zweier Förderungen in der gleichen Ebene stattfindet. Wo Gleise gekreuzt werden, geschieht dies entweder in der Höhe mittels der unten näher beschriebenen Lagerkrane oder unterirdisch mittels im Boden versenkter Förderrinnen.

IV. Die Grundwassersenkung.

Die günstigen Bodenverhältnisse führten dazu, von vornherein die Ausführung in offener Baugrube unter staffelweiser Absenkung des Grundwasserstandes bis zur Gründungssohle (— 1 m Höhe) in Aussicht zu nehmen. Als Hilfsmittel dienen die üblichen Filterbrunnen, die durch gemeinsame Saugleitungen verbunden werden, aus denen elektrisch angetriebene Kreiselpumpen das Wasser fördern.

1. Der Kraftbedarf. Bei dem außerordentlichen Umfange des Bauwerks, der Verschiedenartigkeit der Bodenschichten und der großen Absenktiefe, für welche unmittelbare Vergleiche mit anderen Baustellen nicht herangezogen werden konnten, bestand die Hauptschwierigkeit darin, den Kraftbedarf und die Anzahl der erforderlichen Hilfsmittel einigermaßen richtig einzuschätzen. Eine von Brennecke im „Grundbau“ gegebene Faustformel für das Trockenlegen von Baugruben lautet: $N = \frac{F \cdot h}{150}$, worin N die erforderlichen Pferdestärken, F die Grundfläche der Baugrube in Quadratmeter und h die Förderhöhe in Meter bedeutet. Da zunächst ein Schleusenhaupt gebaut werden sollte, so ergab diese Formel für die Wasserhaltung in der Baugrube eines Hauptes bei rd. 8000 m Grundfläche in der Sohle und 22 m Förderhöhe (von Höhe — 1 bis 21 m) einen Kraftbedarf von $\frac{8000 \cdot 22}{150}$ = rd. 1170 PS. Dieser Kraftbetrieb erschien außerordentlich hoch. Bei einem Gesamtwirkungsgrad von 50 vH. konnten damit etwa $\frac{75 \cdot 1170 \cdot 50}{22 \cdot 100}$ = rd. 2000 l Wasser sekundlich gefördert werden. Unter Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse und nach einigen Vergleichen mit anderen Grundwassersenkungen mußte auch eine Wasserförderung von 1000 l/Sek. schon als recht bedeutend angesehen werden, zumal wenn in Betracht gezogen wurde, daß der in der Nähe liegende alte Kanal vollkommen in der wasserundurchlässigen Mergelschicht lag, so daß ein Zudrang vom Kanal her kaum zu befürchten war. Außerdem erschien es nicht richtig, in der Bemessung des Kraftwerks von vornherein zu weit zu gehen. Zur Herstellung der Baugrube für ein Schleusenhaupt waren rd. 550000 cbm Boden auszuheben, wozu naturgemäß eine Reihe von Monaten erforderlich war. Es wäre also, wenn sich bald nach Inangriffnahme der Grundwasserabsenkung gezeigt hätte, daß die vorhandene Kraft aller Voraussicht nach nicht reichen würde, noch Zeit gewesen, die Anlage und insbesondere das Kraftwerk zu erweitern. Aus diesen Erwägungen heraus wurde beschlossen, sich zunächst auf einen Kraftbedarf von rd. 600 PS entsprechend einer Wasserförderung von rd. 1000 l einzurichten. In der Bemessung des Kraftwerks noch weiter herabzugehen, erschien nicht zweckmäßig, weil von vornherein damit gerechnet werden konnte, daß bei einer so großen Bauausführung für etwa überschüssige Kraft genügende Verwendungsmöglichkeiten vorhanden sein würden. Erwähnt möge hier werden, daß die tatsächliche Wasserförderung während der Absenkung im Höchstfalle rd. 850 l betragen hat. Als die Trockenlegung der Gründungssohle erreicht war, ist die Wassermenge auf etwa die Hälfte zurückgegangen.

2. Das Kraftwerk. Als Betriebskraft für die Pumpen der Grundwassersenkung konnte nur Elektrizität in Frage kommen. Von den beiden in Betracht kommenden Stromarten bot Gleichstrom zwar den Vorteil der größtmöglichen Tourenregelung und damit der besten Anpassung an den jeweiligen Kraftbedarf, so daß die Pumpen stets mit gutem Wirkungsgrad arbeiten. Dieser Vorteil läßt sich jedoch auch durch Auswahl geeigneter Pumpen mit verschiedenen Flügelrädern für die verschiedenen Förderhöhen erreichen. Drehstrom hat dagegen den im vorliegenden Falle nicht hoch genug einzuschätzenden Vorzug größerer Betriebssicherheit infolge des Wegfalls der Bürsten an den Dynamos und Motoren. Außerdem fiel bei einem Vergleich zwischen Lokomobilen und Dampfturbinen als Antriebsmaschinen die Entscheidung aus wirtschaftlichen und betriebstechnischen Gründen zugunsten der Turbinen aus, so daß auch wegen der damit verbundenen hohen Umlaufzahl der Drehstrom das Gegebene war.

Das Kraftwerk wurde auf Grund eines engeren Wettbewerbs von der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft in Berlin ausgeführt. Zur Aufstellung gelangten zwei völlig gleichartige Drehstrom-Turbo-Dynamos von je 500 KW. Normalleistung, so daß jede Turbine ausreichend war, den in Aussicht genommenen Kraftbedarf von 600 PS an den Pumpen herzugeben. Auf die Möglichkeit, bei Bedarf eine dritte Maschine aufstellen zu können, wurde von vornherein Rücksicht genommen. Die Aufstellung von zwei Maschinen, jede für den vollen Kraftbedarf ausreichend, erschien zweckmäßig, weil dann stets voller Ersatz vorhanden war, weil ferner zwei größere Turbinen billiger wurden als etwa drei kleinere, weil größere Maschinen wirtschaftlicher arbeiten als kleinere, so daß auch bei nicht voller Belastung ein Nachteil gegenüber kleineren Maschinen nicht eintrat, und weil endlich größere Turbinen ohne Schaden Stöße aufnehmen können,

welche unvermeidlich wurden, wenn später einmal Baumaschinen an das Netz angeschlossen wurden. Die letztere Erwägung hat sich als besonders glücklich erwiesen, weil die Bauverwaltung sich bald entschloß, eine große Anzahl Geräte (Krane, Betonmaschinen usw.) selbst anzuschaffen und zu betreiben, welche allein etwa 600 PS Betriebskraft erforderten und damit die Aufstellung einer dritten Turbine notwendig machten. Das endgültige Schleusenbaukraftwerk umfaßt daher drei gleichartige Turbodynamos von je 500 KW., von denen im vollen Betriebe zwei arbeiten, während die dritte in Bereitschaft steht (Text-Abb. 1 zeigt einen Blick in den Turbinenraum).

Die Turbinen sind Freistrahl- oder Gleichdruckturbinen nach der Bauweise Curtis-A. E. G. Turbine und Dynamo haben eine gemeinsame Welle. Zwischen zwei Hauptlagern, die auf fester Grundplatte befestigt sind, ruht die Dynamo, während die Turbine sich auf den verlängerten Schenkel des Rahmens stützt. Die Umdrehungszahl der Turbine beträgt 3000 in der Minute. Zur Speisung dient überhitzter Dampf von 300° C und 12 Atm. Überdruck. Die Turbinen sind dauernd bis zu 10 vH. überlastungsfähig.

Der erzeugte Drehstrom hat entsprechend einer Verbrauchsspannung von 500 Volt eine Spannung an den Sammelschienen von 525 Volt bei 100 Wechseln in der Sekunde. Der Hauptraum unter den Turbinen dient zur Aufnahme der Kondensationsanlagen und der Rohrleitungen. Von der Turbine kann der Dampf sowohl in den Kondensator als auch in die freie Atmosphäre gelangen. Die Kondensationsanlage ist nach dem Gegenstromverfahren gebaut. Jeder Kondensator besitzt eine Wasserkammer, die das bequeme Reinigen der Rohre ermöglicht. Für jeden Kondensator ist eine einzylindrige Naßluftpumpe vorhanden, die gleichzeitig als Luft- und Kondensatpumpe dient und das reine ölfreie Kondensat in den Reinwasserbehälter drückt. Im Kesselraum sind vier Dampfkessel vorhanden, von denen jeder den Dampf für eine Turbine liefern kann. Die Kessel sind als Wasserröhrenkessel Bauart Babcock-Wilcox für 13 cbm Überdruck ausgeführt; jeder Kessel hat 225 qm Heizfläche und 5,6 qm Rostfläche und ist mit einem Dampfüberhitzer versehen, der imstande ist, den Dampf auf 325° C zu überhitzen. Zur Kesselspeisung dienen zwei Duplex-Dampfpumpen, von denen jede zwei Kessel speisen kann. Die Hauptfrischdampfleitung von den Kesseln nach den Turbinen ist so eingerichtet, daß jede Turbine von jedem Kessel aus gespeist werden kann. In dem Pumpenraum ist oberhalb des Reinwasserbehälters ein Seewasserverdampfer untergebracht, der so bemessen ist, daß er die während des Betriebes entstehenden Verluste an Speisewasser ersetzen kann.

Für das Kraftwerk ist weiterhin eine Werkstatt vorgesehen, in welcher die notwendigsten Maschinen, wie Drehbank, Säulenbohrmaschinen, Bandsäge usw. aufgestellt sind. Das ganze Kraftwerk ist mit Rücksicht darauf, daß es etwa 4 bis 5 Jahre lang in ununterbrochenem Betriebe arbeiten muß, in einem massiven Gebäude untergebracht. Ein 40 m hoher, oben 1,75 m i. L. weiter Schornstein dient zur Abführung der Rauchgase.

3. Pumpen und Motoren. Entsprechend dem vorgesehenen Kraftbedarf wurden Pumpen und Motoren für insgesamt 600 PS Leistung in Aussicht genommen, und zwar acht Pumpen von je 75 PS. Außerdem wurden vier weitere Pumpen und Motoren beschafft, um weitere Pumpen aufstellen zu können, ehe andere abgeschaltet werden und außerdem einige in Bereitschaft zu haben.

Die Kreiselpumpen sind auf Grund öffentlicher Ausschreibung von der Maschinenfabrik J. A. Hilpert in Nürnberg bezogen und als Evolventenpumpen konstruiert. Die Pumpen und Drehstrommotoren sind auf gemeinsamer Grundplatte aufgestellt und durch elastische Lederbandkupplungen miteinander verbunden. Die Umdrehungszahl der Pumpen und Motoren beträgt 975 in der Minute. Da sich bei der Verwendung von Drehstrommotoren die Pumpen nicht durch Regulierung der Umlaufzahl den verschiedenen Förderhöhen anpassen können, so wurden, um dennoch günstige Wirkungsgrade zu erzielen, für einen Teil der Pumpen drei Satz Schaufelräder vorgesehen, die in den verschiedenen Staffeln der Grundwassersenkung zum Einbau gelangen. Die Räder A kommen zur Verwendung bei einer manometrischen Förderhöhe zwischen 13 und 19 m, Räder B für Förderhöhen von 19 bis 25 m und Räder C für Förderhöhen von 25 bis 32 m. Die Wirkungsgrade der Pumpen schwanken in allen Staffeln zwischen 65 und 72 vH. Die verbürgte Saughöhe der Pumpen beträgt 8 m. Der Saugstutzen der Pumpe ist drehbar, so daß ein bequemer Anschluß an die Saugleitungen ermöglicht wird. Zum Schutze gegen Witterungseinflüsse werden Pumpe und Motor nebst Anlassern nach erfolgter Aufstellung von kleinen, aus Holztafeln hergestellten zerlegbaren Häuschen umgeben.

4. Saug- und Druckleitungen nebst Zubehör. Da die Schleusen in verschiedenen Abschnitten gebaut werden, und die Absenkung des Grundwasserstandes staffelweise erfolgt, so war damit zu rechnen, daß eine häufige Verlegung der Leitungen erforderlich würde. Auf Leichtigkeit und schnelle Verlegbarkeit wurde daher besonders Gewicht gelegt, und es wurden schmiedeeiserne autogen geschweißte Rohre von 3 mm Wandstärke gewählt, die außerdem den Vorzug großer Billigkeit haben. Da fernerhin nicht von vornherein zu übersehen war, wie die Anordnung der Saug- und Druckleitungen in jedem einzelnen Bauabschnitte ausfallen würde, so kam es darauf an, eine Reihe von Rohrstücken zu beschaffen, mit denen man sich tunlichst allen Bedürfnissen anpassen konnte. Die Länge der einzelnen Rohrstränge wurde nach folgenden Gesichtspunkten festgelegt. Der normale Abstand zwischen zwei Brunnen wurde zunächst zu 10 m angenommen. Bei einer Baulänge von 1,6 m für die T-Stücke 300·300·150 mm zum Anschluß der Filterbrunnen und der Annahme zweier Rohrstücke zwischen zwei Brunnenanschlüssen ergab sich eine normale Rohrlänge von $\frac{10-1,6}{2} = 4,2$ m. An Stellen, wo ein 800 m langes T-Stück 300·30·3000 mm zum Anschluß einer Pumpe eingebaut werden mußte, verblieb eine Rohrlänge von 3,8 m und wo ein Absperrschieber von 270 mm Baulänge eingeschaltet wurde, mußte ein Rohr auf 3,93 m verkürzt werden. Andere Brunnenabstände können durch Einbau von nur einem oder mehr als zwei Rohrstücken erreicht werden (Text-Abb. 2 bis 4).

Durch Einbau von Absperrschiebern wird Gelegenheit gegeben, die langen Saugleitungen in Abschnitte zu teilen, um den einzelnen Pumpen die erforderliche Brunnenzahl zuzuweisen sowie gleichzeitig die Saugleitungen zwecks Anschluß weiterer Pumpen zu verlängern, ohne die Pumpe außer Be-

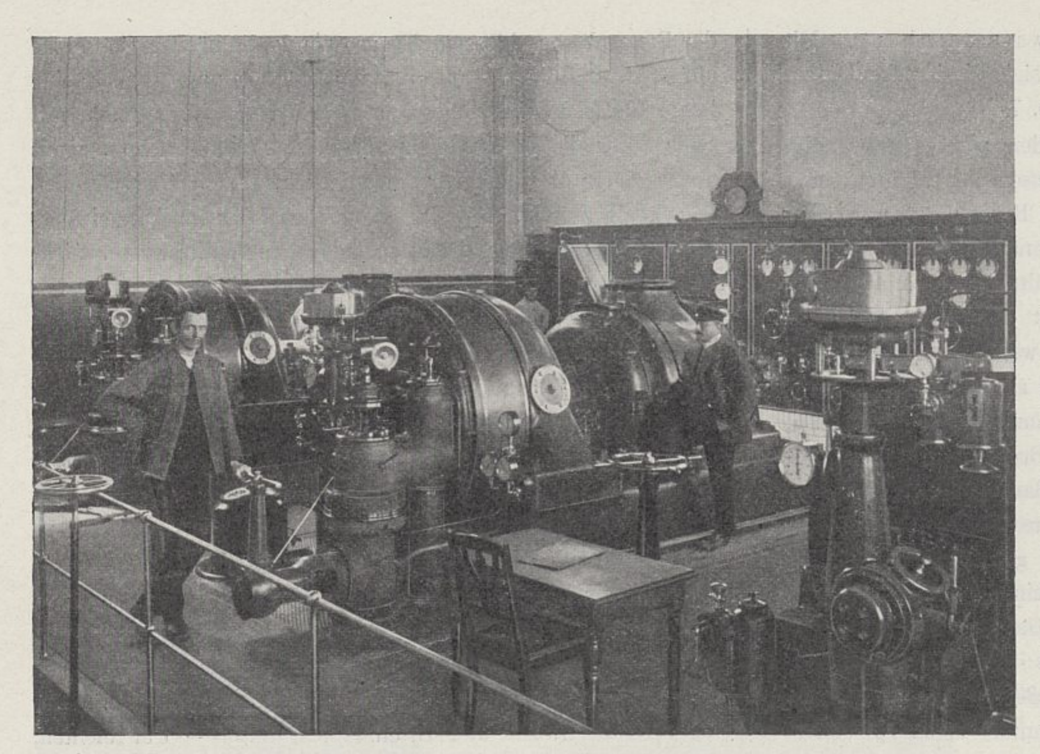


Abb. 1. Turbinenraum des Kraftwerkes.

trieb setzen zu müssen. Zum Abschluß der Saugrohrenden dienen Blindflansche. Die Herstellung der Rohre erfolgte in der Weise, daß Bleche gebogen und in der Längsnaht autogen zusammengeschweißt wurden; je nach der Länge der Rohre erhielten die einzelnen Schüsse noch ein oder zwei Quernähte. Gegen die fertigen Rohre wurden nach Aufziehen der beiden losen Flanschringe winkelförmige Bundringe stumpf gegengeschweißt. Die losen Flansche ermöglichen ein sehr leichtes Verlegen der Leitungen. Aus den Text-Abb. 2 bis 5 ist die Bauart nebst Teilung der Rohrlängen ersichtlich. Die Herstellung von Krümmern für alle möglichen Winkel erfolgte durch Aneinanderschweißen von Segmentstücken (Text-Abb. 6 und 7). Um sich noch weiter den Bedürfnissen der Bauausführung schnell anpassen zu können, wurden eine Reihe von Rohrstücken, Bund- und Flanschringen beschafft und ein Schneid- und Schweißapparat vorgehalten, so daß jedes gewünschte Rohrstück schnell angefertigt werden kann.

In den Saugleitungen wird unmittelbar vor jeder Kreiselpumpe ein Absperrschieber eingebaut, um jede Pumpe für sich abschließen zu können. Hinter den Pumpen werden weiterhin Rückschlagklappen eingebaut, damit beim Abschalten oder Versagen einer Pumpe nicht der Rückschlag der hohen Wassersäule in der Druckleitung auf die Saugleitung stößt, wodurch ein Abreißen oder Zerstören der Leitungen herbeigeführt werden kann.

5. Filterbrunnen. Die Anordnung der Filterbrunnen geht aus Abb. 8 Bl. 32 hervor. Die Brunnen bestehen aus einem 7,75 m langen Filterstück, das aus zwei je 3,75 m langen Teilen mittels einer 0,25 m langen Verbindung zusammengehalten wird, so daß für die eigentliche Filterlänge 7,5 m verbleiben, und aus einem 6 m langen schmiedeeisernen Aufsatzrohr. Die lichte Weite des Filter- und Aufsatzrohres beträgt 150 mm. In das Filter hinein ragt das 10 m lange Saugrohr von 100 mm lichter Weite. Am oberen Ende des Saugrohres ist die Rückschlagklappe aus beschwertem Leder in die Flanschverbindung zwischen Saugrohr und Anschlußkrümmer eingebaut. Die Filter bestehen aus verzinktem Eisenblech mit Langschlitzen, darüber legt sich eine 3 mm starke Spirale aus verzinktem Eisendraht, die verhindern soll, daß sich das darüber befindliche verzinkte Messinggewebe, das eigentliche Filter, zu dicht an das Filterrohr legt und nur zum Teil in Wirksamkeit treten kann.

Zum Schutze gegen Beschädigungen beim Herausziehen der Brunnen wurde über dem Messinggewebe noch ein Filterschutzgewebe aus verzinktem Eisendraht angeordnet. An Filterbrunnen wurden insgesamt 190 Stück beschafft. Die Brunnen werden, sobald sie an einer Stelle entbehrlich sind, gezogen und an anderer Stelle wieder verwendet.

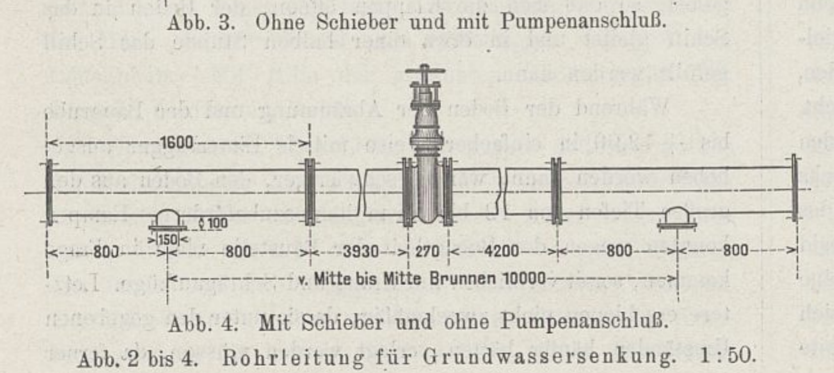


Abb. 2. Ohne Schieber und ohne Pumpenanschluß.

Abb. 3. Ohne Schieber und mit Pumpenanschluß.

Abb. 4. Mit Schieber und ohne Pumpenanschluß.

Abb. 2 bis 4. Rohrleitung für Grundwassersenkung. 1 : 50.



Abb. 5. Flanschverbindung für die Saug- und Druckrohrleitungen. 1 : 10

45°
400

Abb. 6. Krümmer für 45 Grad.

1 : 20.

90°
400

Abb. 7. Krümmer für 90 Grad.

6. Ausführung der Grundwassersenkung. Mit Hilfe der beschriebenen Anlagen hat sich die Trockenlegung der Baugrube wie folgt gestaltet (Abb. 7 Bl. 32):

Aus örtlichen und anderen Gründen war es notwendig, zunächst das Binnenhaupt der Schleusen auszuführen, und zwar mußte mit der Herstellung der Baugrube von Norden aus, also hart an dem bestehenden Kanal, begonnen werden. Wie bei Beschreibung der Bodenverhältnisse erwähnt, reicht hier die undurchlässige Lettenschicht verhältnismäßig tief herab. Es konnte also angenommen werden, daß man hier ohne nennenswerten Wasserzutritt in ziemlicher Tiefe ausbaggern konnte; gleichzeitig mußte damit gerechnet werden, daß eine Grundwassersenkung mittels Brunnen zunächst nicht möglich war. Der obere Teil der Baugrube von + 23,77 bis 12,00 Höhe sollte in einem Schnitte mittels eines Eimerbaggers ausgehoben werden. Unter günstigen Umständen konnte der Fall eintreten, daß bis dahin ohne Grundwassersenkung gearbeitet werden konnte. Ganz ist das nicht gelungen, immerhin konnte der Bagger bis + 14,00 Höhe greifen, wobei das in geringer Menge zufließende Wasser mittels Oberflächenpumpen entfernt werden konnte. Tiefer zu schneiden empfahl sich mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Böschungen und insbesondere des Dammes zwischen Kanal und Baugrube zunächst nicht. Als der quer zur Baugrube schneidende Bagger soweit nach Süden gelangt war, daß nach den Bodenuntersuchungen damit zu rechnen war, daß die abzusenkenden Brunnen in die Sandschicht reichen würden, wurde schleunigst quer zur Baugrube eine Reihe von Brunnen eingebracht und angeschlossen (Staffel I, Höhe + 14,00). Sofort gelang es, die Baugrube trockenzulegen. Von der Querseite aus wurden an den Längsseiten der Baugrube, dem Bagger folgend, immer weitere Brunnen eingebaut und angeschlossen. Der unregelmäßige Abstand dieser ersten Brunnen erklärt sich daraus, daß in den oberen Schichten Geschiebemergel zu durchfahren war, wobei häufig Bohrlöcher aufgegeben werden mußten. Im Schutze dieser ersten Staffel konnte der Eimerbagger nun auch planmäßig bis + 12,00 Höhe ausheben. Die weiteren Brunnenreihen an der Längsseite wurden von dieser Höhe aus abgesenkt (Staffel I, Höhe + 12,00).

Während der Eimerbagger seine Arbeit nach Süden fortsetzte (er hatte im oberen Schnitt rd. 350000 cbm auszuheben), kam es im Interesse schneller Bauausführung darauf an, am nördlichen Ende der Baugrube weiter in die Tiefe zu baggern, um baldigst mit dem Mauerwerk beginnen zu können. Der Bodenaushub unterhalb + 12,00 Höhe erfolgte aus später zu erörternden Gründen mittels Löffelbagger und Seilkranen. Eine Brunnenreihe legte, womit man auch von vornherein gerechnet hatte, eine Schicht von 4 m Stärke trocken. Wenn man lange Zeit aus einer Staffel gepumpt hätte, wäre vielleicht noch eine etwas stärkere Schicht trockengelegt worden, doch empfahl es sich im Interesse des Baufortganges nicht, darauf zu warten. Da der Grundwasserstrom sich von Süden nach dem Kanal hin bewegte, fingen die Löffelbagger zwecks Aushebens der Baugrube für die nördliche Tornische des Binnenhauptes mit ihren Arbeiten von Süden aus an. Sobald ein Schlitz bis + 8,00 ausgehoben war, wurde hier eine Brunnenreihe abgesenkt (Staffel II, Höhe + 8,00), an die sich dann dem Bagger folgend weitere Brunnen an der Längsseite der Baugrube anschlossen. Ebenso wurde die nächste Staffel III auf + 4,00 Höhe hergestellt, und endlich wurde noch eine letzte Staffel IV in Höhe von etwa + 0,50 vorgesehen, mit Hilfe deren die Trockenlegung bis etwa — 3,00 erfolgte, somit etwas tiefer als unbedingt erforderlich war; das erwies sich jedoch als zweckmäßig, da bei unvermeidlichem kurzen Versagen der Grundwassersenkungsanlage das Grundwasser nicht sofort zutage trat und die Betonarbeiten hinderte.

Für die später erfolgende Ausführung des übrigen Teiles des Binnenhauptes ist es nur nötig gewesen, diese unterste Staffel nach Süden hin zu verlängern. Nach dem Einbau tiefer liegender Staffeln wurden natürlich den darüber liegenden das Wasser entzogen, so daß sie dann abgebaut werden konnten. Abb. 1 Bl. 34 zeigt deutlich den Arbeitsvorgang mit den einzelnen Brunnnenreihen.

Hervorzuheben ist noch, daß nach Absenkung des Grundwassers am Binnenhaupte die Trockenlegung der übrigen Schleuse kaum noch Schwierigkeiten machte. Die bis + 3,00 Höhe herabreichenden Mittel- und Seitenmauern konnten sämtlich ohne weitere Maßnahmen ausgeführt werden, nur für die Teile des Außen- und Mittelhauptes, die bis — 1 m reichten, mußte je ein Brunnenkranz etwa von + 1,50 Höhe aus abgesenkt werden.

V. Ausführung der Erd- und Maurerarbeiten mit Hilfe von Seilkranen.

1. Beschreibung der Arbeiten.

Die für die Hinterfüllung nicht zu verwendenden Bodenmassen müssen, da wegen der Nähe der Stadt Kiel geeignete Ablagerungsflächen nicht zur Verfügung stehen, nach See gefördert werden. Es sind dies sämtliche Massen der Abräumung der Baustelle und diejenigen aus der Baugrube oberhalb der Höhe + 12,00 sowie endlich der Bodenaushub der Baugrube für das Binnenhaupt unterhalb + 12,00. Der verbleibende Boden aus der übrigen Baugrube unterhalb der Höhe + 12,00 reicht gerade für die Hinterfüllung des gesamten Bauwerks.

Für die Förderung nach der See dient ein großer Hopper-Bagger von 1300 cbm Fassungsvermögen. Um den Boden während der Fahrt dieses Schiffes zu der etwa 17 km entfernten Klappstelle aufzuspeichern, ist für diese Arbeiten seitens der ausführenden Firma Gebr. Goedhardt ein Schüttgerüst errichtet, welches etwa 1300 cbm Boden aufzunehmen vermag. Text-Abb. 8 zeigt einen Blick in das Schüttgerüst. Zu beiden Seiten befinden sich im Querschnitt dreieckige Räume, die vorn durch nach hinten verankerte Klappen geschlossen sind. Während der Abwesenheit des Förderschiffes werden diese Taschen gefüllt. Nach Einfahren des Schiffes werden die Keile, welche die Verankerung der Klappen halten, gelöst, so daß sich die Klappen öffnen, der Boden in das Schiff gleitet und in etwa einer halben Stunde das Schiff gefüllt werden kann.

Während der Boden der Abräumung und der Baugrube bis + 12,00 in einfacher Weise mittels Eimerbagger ausgehoben werden kann, war es schwieriger, den Boden aus den großen Tiefen von 12 bis 25 m herauszubefördern. Rampen konnten wegen der Beengtheit der Baustelle nicht in Frage kommen, somit verblieben nur Krane und Schrägaufzüge. Letztere erschienen nicht zweckmäßig, da sie unter den gegebenen Umständen häufig hätten verlegt werden müssen, da ferner

in der Baugrube ein umfangreiches Gleisnetz erforderlich gewesen wäre und endlich die Anlagen der Grundwassersenkung empfindlich gestört worden wären. Ortsfeste Krananlagen hätten ähnliche Nachteile mit sich gebracht, und bei beiden Maßnahmen wären zum Einbringen des Mauerwerks noch besondere sehr umfangreiche Gerüstbauten erforderlich gewesen, deren Kosten recht hoch ausgefallen wären, da es sich darum handelte, bis zu 25 m Höhe in der Baugrube freistehende Mauerwerkskörper zugänglich zu machen und zwar so, daß dem schnellen Hochwachsen des Mauerwerks Rechnung getragen wurde. Diese eingehenden Erwägungen führten dazu, zu einer neuartigen Bauweise überzugehen, nämlich die Baugruben mit Seilkranen zu überbrücken. Diese bestehen aus zwei Böcken, zwischen welche ein starkes Drahtseil gespannt wird, an dem eine Laufkatze hängt. Um jeden beliebigen Punkt der Baugrube erreichen zu können, sind die Böcke auf Schienen längs der Baugrube laufend angeordnet. Diese Krane dienen sowohl zum Aushub des Bodens als auch zum Einbringen des Betons und aller übrigen Baustoffe. Sie können auch zum Hinterfüllen fertiger Mauerwerkskörper benutzt werden. In der Baugrube selbst fallen jegliche Fördergleise und Gerüstanlagen fort, wodurch eine außerordentliche Übersichtlichkeit und schnelle Bauausführung gewährleistet wird. Von derartigen Seilkranen wurden zunächst vier Stück beschafft, von denen im allgemeinen zwei für den Bodenaushub und zwei für die Betonierungsarbeiten dienen. Um den Schleusenbau noch mehr als ursprünglich vorgesehen zu beschleunigen, wurde später noch ein fünfter Seilkran aufgestellt. Zum Lösen des Bodens in den Baugruben unterhalb der Höhe +12,00 dienen zwei Löffelbagger von je 1 cbm Löffelinhalt. Mit Hilfe der genannten Geräte ergibt sich folgende Ausführungsweise:

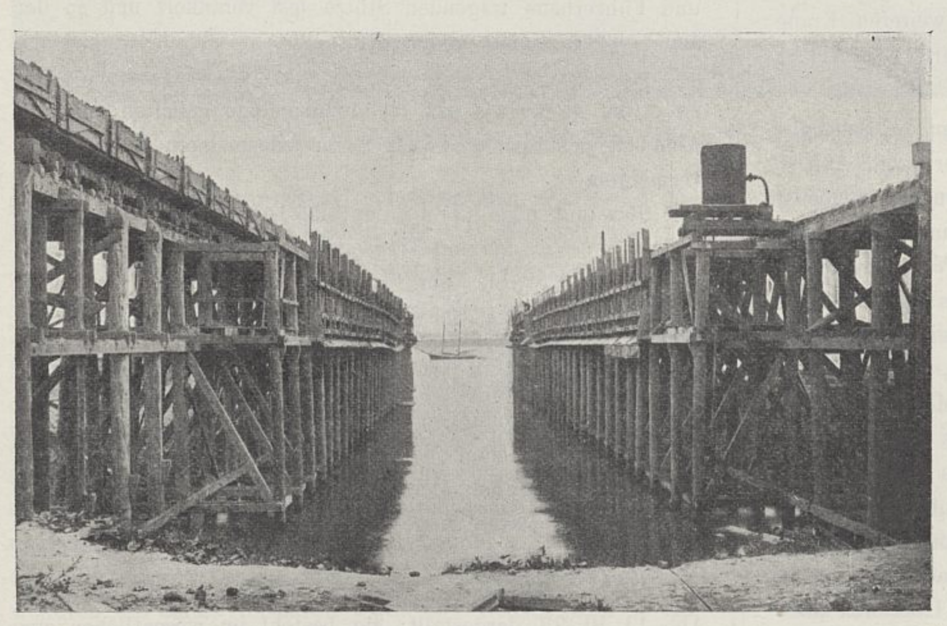


Abb. 8. Schüttgerüst.

Erdarbeiten. Die Löffel der Bagger entleeren mittels der Bodenklappen ihren Inhalt in die in unmittelbarer Nähe abgesetzten Kübel der Seilkrane. Diese Kübel haben einen lichten Inhalt von 1,75 cbm, so daß sie bei guter Füllung den Inhalt von zwei Baggerlöffeln aufzunehmen vermögen. Der Kübel wird gehoben und über einen Trichter am Kranbock gefahren, in den er auskippt. Die Kübel sind selbsttätig kippend, die Auslösung erfolgt von Hand. Durch Vermittlung des Trichters fällt das Baggergut unmittelbar in die Kippwagen und wird dann mittels Erdförderzügen an die jeweilige Kippe zur Hinterfüllung fertiger Bauwerkteile oder zum Schüttgerüst an der Kieler Föhrde gefahren. Abb. 3 Bl. 36 zeigt, wie ein Kübel durch den Löffelbagger gefüllt wird. Abb. 4 Bl. 36 läßt erkennen, wie gerade ein Kübel in den am Krangerüst befindlichen Trichter kippt.

Betonierung und Maurerarbeiten. Die Anfuhr des Betons von der Mischanlage zu den Seilkranen erfolgt in besonders konstruierten Kästen, die auf Plattformwagen aufgesetzt werden. Durch den Seilkran werden die Betongefäße von dem Wagen abgehoben, an die Verwendungsstelle gefahren und nach Entleerung wieder auf den Plattformwagen aufgesetzt.

Die Betonkübel haben entsprechend der Füllung der Mischtrommeln einen lichten Inhalt von 1,5 cbm. Sie sind mit einem mittleren Sattel und Klappen an den beiden Längsseiten ausgestattet, wodurch erreicht wird, daß der Beton sich nach Öffnen der Seitenklappen auf eine verhältnismäßig große Fläche ausbreitet und die Arbeit des Auseinanderschaufelns vermindert wird. Die Seitenklappen stehen in geschlossenem Zustand etwas schräg nach innen, damit nach Lösen der Fallen die Klappen nicht zurückschlagen und das Herausgleiten des Betons verhindern. Text-Abb. 10 und 11 zeigen das Abheben eines Betonkübels vom Unterwagen und das Entleeren eines Kübels in der Baugrube.

Die gleichen Kübel dienen auch zum Einbringen des Mörtels, der in einer Betontrommel trocken gemischt wird und dem erst in der Baugrube Wasser zugesetzt wird. Zum Einbringen von Klinkern dienen einfache Kästen, die vom Unterwagen abgehoben werden können. Text-Abb. 11 läßt auch diese Kästen erkennen.

2. Einteilung in Bauabschnitte.

Die früher erwähnten örtlichen Verhältnisse und die Kürze der Bauzeit führten dazu, das Schleusenbauwerk nicht in einer gemeinsamen großen Baugrube, sondern in einzelnen Abschnitten auszuführen. Gleichzeitig war es erwünscht, die Spannweite der Seilkrane möglichst einzuschränken, wodurch sie billiger, leistungsfähiger und beweglicher wurden. Auch konnten bei geringerer Spannweite der Krane Antriebmaschinen und Führerstand auf einer Kranstütze untergebracht werden, wobei dennoch eine gute Übersehbarkeit des Baufeldes und eine Verständigung zwischen Führer und den Arbeitern in der Baugrube gewahrt wurden, was bei Überspannung der gesamten Baugrube nur durch Anordnung von Motorkatzen mit Führerstand unter erheblicher Vermehrung des Betriebsgewichtes erreichbar gewesen wäre. Gegenüber diesen Vorteilen konnten die vermehrten Fundamentkosten und das erforderliche Umsetzen der Krane nicht in Betracht kommen. Um die gesamte Baugrube quer zur Schleusenachse zu überbrücken, hätten die Krane eine Spannweite von rd. 320 m erhalten müssen. Eingehende Erwägungen ergaben, daß mit

einer etwa halb so großen Spannweite von rd. 160 m drei Arten von Baugruben überspannt werden konnten, und zwar

a) die Baugrube für ein Haupt in Richtung der Schleusenachse,
b) die Baugrube zur gleichzeitigen Herstellung der Mittelmauer und einer Seitenmauer,
c) die Baugrube für ein halbes Haupt senkrecht zur Schleusenachse, wobei das eine Krangerüst auf der Mittelmauer läuft.

Hiernach ergeben sich für die Bauausführung vier Abschnitte: Bauabschnitt I. Die Krane überspannen das Binnenhaupt (vgl. Lageplan Abb. 1 und Abb. 3 Bl. 32). Mittels zweier Löffelbagger und Seilkrane wird der Boden unterhalb + 12,00 ausgehoben und mit Hilfe zweier weiteren Krane die Betonierung des Binnenhauptes hochgeführt. Die Abb. 1 und 2 Bl. 34 veranschaulichen deutlich den Bauvorgang.

Bauabschnitt II. Die Krane überspannen die Baugrube für die Mittel- und südliche Kammermauer (vgl. Abb. 1 und 4 Bl. 32). Mittels Bagger und Krane wurden zunächst die Schlitze für diese Mauern hergestellt und darauf die Mauern hochgeführt und hinterfüllt. Nach Vollendung der Maurerarbeiten am Binnenhaupt konnte der bis dahin für die Unterstützung der Krane erforderliche Damm zwischen Binnenhaupt und der übrigen Baugrube beseitigt, und alsdann konnten die südliche Seitenmauer und die Mittelmauer bis zum Anschluß an das Binnenhaupt verlängert werden. Für diesen Teil der Bauausführung war kurzes Fördern des Aushubbodens und des Betons in der Baugrube unvermeidlich, da die Kabelkrane nur bis zur Dammkrone fahren und die Böschung des Dammes nach dem Binnenhaupte zu nicht bestreichen konnten. Text-Abb. 9 gibt einen Überblick über die Baugruben des ersten und zweiten Bauabschnittes mit dem dazwischen liegenden Damm. Abb. 3 Bl. 34 zeigt die Ausführung der Betonierungsarbeiten im zweiten Abschnitt.

Bauabschnitt III. Dieser Abschnitt umfaßt die Arbeiten für die Herstellung der südlichen Torkammern und Durchfahrten des Mittel- und Außenhauptes (vgl. Lageplan und Querschnitt Abb. 1 und 5 Bl. 32). Hierbei muß eine Stütze der Krane auf der Mittelmauer laufen (Abb. 4 Bl. 34 läßt die Ausführung dieser Arbeit erkennen).

Bauabschnitt IV. In diesem werden die noch fehlenden Torkammern, Durchfahrten und Kammermauern der Nordschleuse vollendet (vgl. Lageplan Abb. 1 Bl. 32).

3. Beschreibung der Seilkrane.

Die Seilkrane wurden von der Firma J. Pohlig, A.-G. in Köln-Zollstock auf Grund engeren Wettbewerbs geliefert. Alle Krane sind gleichartig konstruiert. Die größte Spannweite der Krane von Mitte bis Mitte der baugrubenseitigen Schienen beträgt 166 m, kleinere Spannweiten können durch Auflegen kürzerer Seile hergestellt werden. Die Höhe der Kranstützen ist so bestimmt, daß beim größten Durchhang des Seiles die Förderkübel über bereits fertige Schleusenteile hinweggehen können. Für zwei der Krane sind Trichter beschafft für den Umschlag des Bodenaushubs in die Erdförderwagen. Diese Trichter sind abschraubbar eingerichtet und können an der Maschinenstütze jedes Kranes befestigt werden. Um den Schlag des aus dem Kübel fallenden Bodens abzufangen, sind in den Trichtern Sattel angeordnet worden.

Als Triebkraft für die Krane dient Drehstrom von 500 Volt Spannung. Bei einer größten Nutzlast von 4200 kg einschließlich Förderkübel beträgt die Hubgeschwindigkeit 1 m in der Sekunde, die Fahrgeschwindigkeit 3 m in der Sekunde. Die Spurweite der beiden fahrbaren Kranstützen ist 8 m von Mitte zu Mitte Schiene.

Die Anordnung der eisernen Stützen geht aus Abb. 1 – 4 Bl. 33 hervor. Als Tragseile für die Laufkatze dienen patentverschlossene Seile von 49 mm Durchmesser mit einer Gesamtbruchfestigkeit von 168000 kg. Die Seile werden rechnungsmäßig mit 42000 kg gespannt, wobei sich ein Durchhang von 7,75 m ergibt. Das Tragseil ist an der das Maschinen- und Führerhaus tragenden Stütze fest verankert und an der anderen Stütze mit einem Spanngewicht versehen, das sich auf eine Plattform an der Stütze aufsetzt. Das Spanngewicht ist etwas größer als das rechnungsmäßige gehalten, um ein Abheben des Spanngewichts beim jedesmaligen Befahren zu vermeiden.

Erwähnt möge hier werden, daß bei den zuerst gelieferten Kranen ein Versuch mit Tragseilen in Dreikantlitzenkonstruktion gemacht wurde, um für die beim Entleeren der Kübel auftretenden starken Schwingungen möglichst elastische Seile zu haben. Diese Seile haben sich jedoch nicht bewährt. Anscheinend traten infolge der im Seile entstehenden Wellenbewegungen Stauchungen der einzelnen Drähte ein, die zu einem sehr schnellen Verschleiß der Seile führten. Auch erhielten infolge der nicht genügend glatten Oberfläche der Seile einzelne Drähte ungewöhnlich starken Druck, der eine schnelle und starke Abnutzung herbeiführte.

Die zur Beförderung der Last dienende Laufkatze ist in Abb. 11 Bl. 33 dargestellt; sie besteht im wesentlichen aus einem schmiedeeisernen Gestell, das zwei Seilrollen und die Seilbefestigung trägt. Dieses Gestell hängt an zwei Doppellaufwerken mit je vier auf Stahlachsen laufenden Stahlgußrollen von 250 mm Durchmesser. Die Ausführung dieser Laufwerke entspricht der für schwer belastete Seilbahnwagen.

Der Betrieb der Seilkrane erfordert getrennte Hub- und Fahrseile. Zur Erzielung einer möglichst großen Haltbarkeit ist das Hubseil mit einem Ende an der Katze befestigt, so daß die Umführungsrollen an der Katze sich während des Fahrens nicht zu drehen brauchen. Hierdurch wird ein Windwerk bedingt, welches gestattet, das Hubseil beim Fahren mit auf- bzw. abzuwickeln, um ein Bewegen der Last in senkrechter Richtung zu verhüten. Das Windewerk ist in den Abb. 6 bis 8 Bl. 33 dargestellt. Es besteht aus zwei unabhängigen Seiltrommeln, einer für das Hubseil, welche stets läuft, und einer für das Fahrseil, welche nur beim Verfahren der Last läuft. Die beiden Trommeln werden durch ein gemeinsames Vorgelege angetrieben, wobei das Ritzel mit einer ausrückbaren Kupplung verbunden ist. Die Vorlegewelle wird durch einen Elektromotor von 75 PS unmittelbar angetrieben. Durch die Trommel wird zugleich eine Zeigervorrichtung betätigt, derart, daß der Führer jederzeit über die Stellung der Last unterrichtet ist.

Die Art der Seilführung ist folgende. Das Hubseil geht von der Katze über eine Rolle an der Führerhausstütze auf die Hubtrommel der Winde, wo das andere Ende des Hubseiles befestigt ist. Das Fahrseil geht von der Katze über eine in der Gegenstütze auf einem Schlitten verschiebbare Seilrolle,

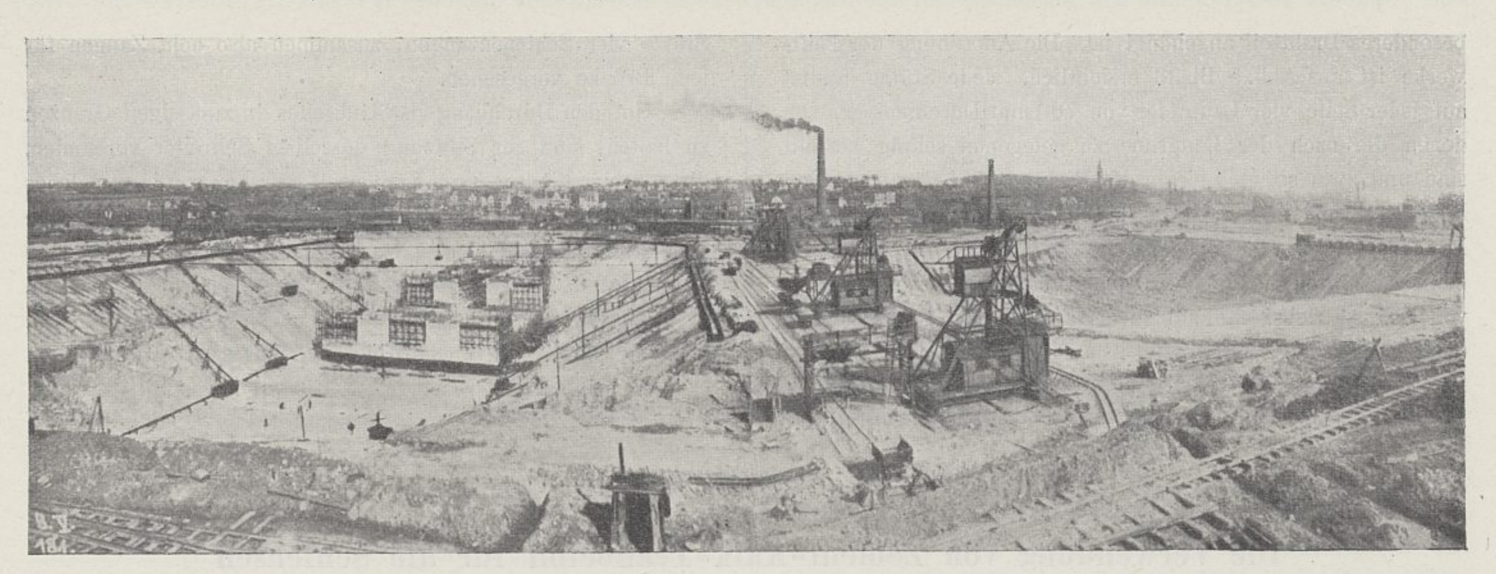


Abb. 9. Baugruben des ersten und zweiten Bauabschnittes mit zwischenliegendem Damm.

an der mit Hilfe einer Gabel und einer über eine Rolle geleiteten Kette das Spanngewicht für das Fahrseil angreift. Die Seilscheibe der Spannvorrichtung liegt wagerecht, so daß das Fahrseil dadurch seitlich abgelenkt wird und nun in einem Abstand von etwa 2 m wagerecht gemessen neben dem Tragseil liegend zur Windenstütze führt, woselbst das Fahrseil über eine Umlenkrolle zur Fahrtrommel geht. Von der Fahrtrommel läuft das Fahrseil weiter über eine Umlenkrolle in der Windenstütze zur Katze. Die Katze ist also nach beiden Seiten durch das Fahrseil gehalten, was infolge des Seildurchhanges auch unbedingt notwendig ist. Wird nun die Fahrtrommel gedreht, so wird das eine Trumm des Fahrseiles auf-, das andere abgewickelt, wodurch die Katze verfahren wird. Der Betrieb geht so vor sich, daß zunächst die Hubtrommel in Tätigkeit gesetzt wird. Angenommen, der gefüllte Kübel stehe in der Baugrube; wird er jetzt beim Aufheben des Hubseiles angehoben, so wird währenddessen die Fahrtrommel durch die Bremse festgehalten. Hat die Last ihre höchste Stellung unter dem Tragseil erreicht, was der Führer sich in bequemer Weise am Teufenzeiger markieren kann, so wird die Kupplung der Fahrtrommel eingerückt und die Fahrbremse gelöst. Jetzt laufen beide Trommeln im gleichen Sinne, wodurch die Last verfahren wird. Beim Senken wird die Fahrtrommel wieder gebremst, die Kupplung gelöst und die Hubtrommel allein nachgelassen.

Die beiden Stützen können mittels je eines Elektromotors mit einer Geschwindigkeit von 0,25 m in der Sekunde verfahren werden. Jeder Fahrmotor hat eine Stärke von 15 PS. Beide Motoren werden durch einen gemeinsamen Anlasser vom Führerhaus aus in Gang gesetzt. Die Zuleitung des elektrischen Stromes von der Führerhausstütze zur gegenüberliegenden Stütze erfolgt durch ein Kabel, welches an ein



Abb. 10. Abheben eines Betonkübels vom Unterwagen.

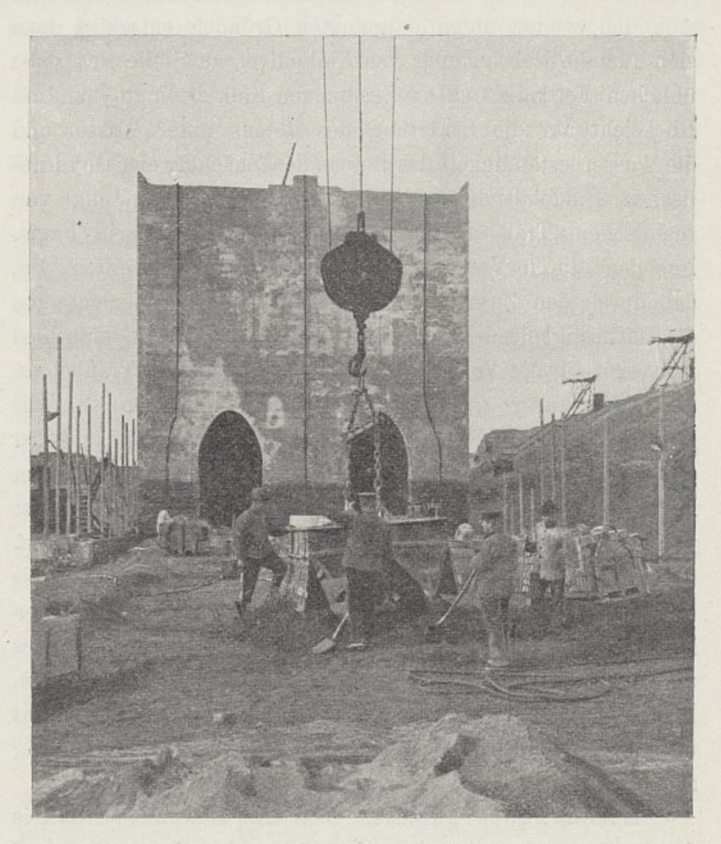


Abb. 11. Entleeren des Betonkübels in der Baugrube.

besonderes Drahtseil angehängt ist. Die Anordnung der Fahrwerke ist aus Abb. 5 Bl. 33 ersichtlich. Jede Stütze besitzt auf jeder Seite vier Laufräder von 700 mm Durchmesser, von denen die nach der Baugrube zu gelegenen schräg gestellt sind und zwar so, daß sie in der Richtung der Resultierenden liegen, welche sich einstellt, wenn an der Kabelbahn keine Nutzlast hängt. An beiden Laufschienen jeder Stütze werden beim Verfahren zwei Räder angetrieben. Die Übertragung von der Antriebswelle auf die Laufräder erfolgt beiderseits durch elastische Kupplung. Als Sicherheit gegen unbeabsichtigtes Verfahren der Krane ist eine magnetisch betätigte Bremse bei jeder Stütze angeordnet, außerdem sind an jeder Stütze vier Schienenzangen, zusammen also acht Zangen für jede Brücke vorgesehen.

Um den Durchhang des Hubseiles in zulässigen Grenzen zu halten, sind zur Stützung desselben Seilreiter vorhanden, die von einem besonderen Knotenseil getragen werden, welches oberhalb des Tragseiles aber in derselben senkrechten Ebene angeordnet ist. Die Knoten des Knotenseiles haben verschiedene Durchmesser, denen die Schlitze in den Reitern entsprechen, so daß jeder Reiter von dem nächstgrößeren Knoten gefangen wird und dabei von einem Halter an der Laufkatze, an dem sich die Reiter hintereinander aufreihen, abgestreift wird.

(Schluß folgt.)

Die Verwendung von Zement-Kalk-Traßbeton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.

(Mit Abbildungen auf Blatt 37 und 38 im Atlas.)

Wahl der Baustoffe. Für Betonbauwerke am Rhein oder in der Nähe des Rheins sind Rheinsand und Rheinkies die gegebenen Hauptbaustoffe. Daher kamen auch für die Bauten am Rhein-Herne-Kanal, insbesondere für die Schleusen Rheinsand und Rheinkies als Hauptbaustoffe zur Verwendung. Bei der Wahl der Bindemittel waren folgende Gesichtspunkte ausschlaggebend. Mit Rücksicht auf die starke Eisenbewehrung des Schleusenmauerwerks und die erwiesene Haftfestigkeit des Zementbetons an Eisen erschien zunächst die Verwendung von Zement als notwendig. Außer einer hohen Festigkeit des Betons war gerade für die Schleusenbauten eine möglichst große Dichtigkeit des Betons erwünscht. Da nun der reine Zementbeton etwa im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 8 nicht als dicht bezeichnet werden kann, schien es zweckmäßig, dem Beton zur Erzielung einer größeren Dichtigkeit Kalk zuzusetzen. Aus den weiter unten dargelegten Gründen entschied man sich für die Verwendung von Kalkpulver an Stelle des sonst üblichen Fettkalkes. Der Zusatz von Kalk bedingte nun mit Rücksicht auf die Erhärtung des Betons unter Wasser und die Wasserbeständigkeit des Betons den Zuschlag eines hydraulischen Bindemittels. Hierfür kam die Verwendung von rheinischem Traß als heimischem Baustoff allein in Frage. Nachdem durch Versuche der Beweis erbracht worden war, daß durch den Zusatz von Kalk und Traß zum Zementbeton die Haftfestigkeit des Betons keine Einbuße erleidet, entschied man sich für die Verwendung eines Zement-Kalk-Traßbetons.

Bereitung und Verarbeitung des Betons. Die Herstellung dieses Betons erfolgt in der Weise, daß zunächst die Bindemittel, Zement, Kalkpulver und Traß mit gesiebtem Rheinsand in Mischmaschinen trocken gemischt werden; erst wenn dieses Gemenge vollkommen gleichmäßig geworden ist, wird Wasser aufgegeben und so lange weitergemischt, bis ein völlig gleichmäßiger Zement-Kalk-Traßmörtel entstanden ist. Dann erst wird diesem Mörtel ausgesandeter Rheinkies zugesetzt und beides in Mischmaschinen weiter verarbeitet. Die fertige Mischung wird in 15 cm hohen Lagen eingebracht und mit Preßlufthämmern in erdfeuchtem Zustande gehörig abgestampft.

Mischungsverhältnis. Was das Mischungsverhältnis der Bindemittel zueinander anbetrifft, so ist dieses auf Grund eingehender Vorversuche so abgestimmt worden, daß einerseits der ganze Gehalt an Kalziumoxyd im hydraulischen Kalkpulver an die Hydraulefaktoren des Trasses (Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd) vollkommen gebunden werden kann, soweit das Kalziumoxyd nicht schon an die im hydraulischen Kalk vorhandenen Hydraulefaktoren von Natur aus gebunden ist, und daß anderseits noch so viel Traß im Mörtel vorhanden ist, daß auch das in jedem Zement vorhandene überschüssige Kalziumoxyd in kieselsauren Kalk übergehen kann. Nach diesen beiden Gesichtspunkten kann man sich den Mörtel des Zement-Kalk-Traßbetons zusammengesetzt denken als bestehend aus einem Kalk-Traßmörtel und einem Zement-Traßmörtel.

Durch Versuche ist festgestellt worden:

1. daß die größte Festigkeit eines Kalk-Traßmörtels dann erreicht wird, wenn 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver, 1,5 R.-T. Traß und eine gewisse Menge Sand zu Mörtel verarbeitet werden (vgl. Abb. 1a Bl. 37). Weniger als 1 R.-T. Traß auf 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver vermindert die Festigkeit ganz bedeutend. Mehr als 1,5 R.-T. Traß auf 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver vermindert ebenfalls die Festigkeit des Mörtels, weil überschüssiger Traß wie Sand magernd auf die Zusammensetzung des Mörtels wirkt.
2. daß die Festigkeit dieses Mörtels im Verhältnis zu den Kosten nicht wesentlich kleiner wird, wenn 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver, 1 R.-T. Traß und eine gewisse Menge Sand zu Mörtel vermischt werden (vgl. Abb. 1a und 1b Bl. 37). Während die Festigkeitslinien auf der Strecke $e - f$ nur schwach ansteigen, steigt die Preislinie auf der entsprechenden Strecke $g - h$ verhältnismäßig sehr stark.
3. daß 1 kg/qcm Festigkeit am wenigsten kostet, wenn man das Mischungsverhältnis 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver und 1 R.-T. Traß wählt (vgl. Abb. 1c Bl. 37). Die tiefsten Punkte der Kurven sagen, daß bei dem zugehörigen Mischungsverhältnis das kg/qcm Festigkeit am billigsten ist.

Das wirtschaftlich günstigste Mischungsverhältnis wird daher in der Mitte zwischen diesen beiden Mischungsverhält-

nissen liegen, d. h. für die Praxis wird das Mischungsverhältnis 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver + 1,25 R.-T. Traß das wirtschaftlich günstigste sein. Für den Kalk-Traßmörtel im Zement-Kalk-Traßbeton hat man daher das Mischungsverhältnis 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver + 1,25 R.-T. Traß + 2,2 R.-T. Sand gewählt.

Bezüglich der Zusammensetzung der untersuchten Kalk-Traßmörtel, insbesondere bezüglich des Zusatzes von feinem Sande (Quarzmehl) neben dem grobkörnigen Normalsand sei hier folgendes erläutert. Die vier ersten, hauptsächlich zum Vergleich dienenden Mörtel haben die Zusammensetzung:

Hydraulisches Kalkpulver	Traß	Feiner Sand	Normalsand
Raumteile	Raumteile	Raumteile	Raumteile
1	0,0	1,5	2,5
1	0,5	1,0	2,5
1	1,0	0,5	2,5
1	1,5	0,0	2,5

Traß ist feiner Sand + Hydraulefaktoren. Von diesem Gesichtspunkt aus betrachtet, kann man sich die vier verschiedenen Mörtel auch wie folgt zusammengesetzt denken:

Hydraulisches Kalkpulver	+	Sand: Traß + feiner Sand + Normalsand	+	Menge an Hydraulefaktoren, welche in n R.-T. Traß enthalten ist.
Raumteile		Raumteile		
1	+	0,0 + 1,5 + 2,5 ($\Sigma = 4$)	+	$n = 0{,}0$ R.-T. Traß
1	+	0,5 + 1,0 + 2,5 ($\Sigma = 4$)	+	$n = 0{,}5$ R.-T. Traß
1	+	1,0 + 0,5 + 2,5 ($\Sigma = 4$)	+	$n = 1{,}0$ R.-T. Traß
1	+	1,5 + 0,0 + 2,5 ($\Sigma = 4$)	+	$n = 1{,}5$ R.-T. Traß

Aus der immer gleichen Summe = 4 R.-T. Sand geht hervor, daß die Mörtel alle gleich mager sind. Auf die Verschiedenheit der Festigkeiten der Mörtelproben ist somit nur der Gehalt des Trasses an Hydraulefaktoren von Einfluß, während die Wirkung des Mager- oder Fettseins der vier Mörtel für den Vergleich ausgeschaltet wird. Weil das richtige Mischungsverhältnis 1 : 1,25 von hydraulischem Kalkpulver und Traß abhängig ist von der chemischen Zusammensetzung dieser Bindemittel, sei nachfolgend die chemische Analyse des hydraulischen Kalkpulvers und die des Trasses mitgeteilt.

Das hydraulische Kalkpulver enthielt:

rd. 68 vH. Kalziumoxyd, CaO,
„ 10 „ wirksame, lösliche Kieselsäure, SiO_2,
„ 5 „ Aluminium + Eisenoxyd, $Al_2O_3 + Fe_2O_3$, d. i. zusammen 15 vH. Hydraulefaktoren ($SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$),
„ 13 „ chemisch gebundenes Wasser H_2O,
„ 1 „ Magnesiumoxyd MgO_2,
„ 1 „ Kohlensäure CO_3,
„ 2 „ Unlösliches.

Der zur Verwendung gekommene Traß hatte etwa

rd. 33 vH. wirksame, lösliche Kieselsäure,
„ 17 „ Aluminiumoxyd + Eisenoxyd, d. i. zusammen 50 vH. Hydraulefaktoren,
„ 22 „ unlösliche Kieselsäure,
„ 8 „ chemisch gebundenes Wasser,
„ 20 „ Kalziumoxyd und Alkalien.

Der Zement-Traßmörtel im Zement-Kalk-Traßbeton hat das Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement + 0,5 R.-T. Traß + 4 R.-T. Sand erhalten, weil aus Versuchen, durch welche der Einfluß des Trasses auf den Zement-Sandmörtel untersucht worden war, hervorging, daß ein Zusatz von 0,5 Traß zu 1 R.-T. Zement ausreichend war, um die wirtschaftlich günstigste Festigkeit zu erhalten. Ein Mehr als 0,5 R.-T. Traß steigert die Festigkeit zunächst unwesentlich im Vergleich zu der Mehraufwendung an Kosten und bewirkt gesteigert eine Abnahme der Festigkeit.

Der Zement-Kalk-Traßbeton hat nun folgende Zusammensetzung erhalten:

a) 1 R.-T. Kalk-Traßmörtel 1:1,25:2,2 +
b) 1 R.-T. Zement-Traßmörtel 1:0,5 :4,0 +
} doppelt soviel Kies, als in a und b zusammen Sand enthalten ist.

Der Kieszusatz wurde zahlenmäßig wie folgt ermittelt: 2,5 l Kalkpulver + 3 l Traß + 5,5 l Sand gibt 10 l Mörtel, wie unter a; ferner 2 l Zement + 1 l Traß + 8 l Sand gibt ebenfalls 10 l Mörtel, wie unter b. In 10 l Mörtel der Mischung a + 10 l Mörtel der Mischung b sind 5,5 + 8 = 13,5 l Sand enthalten. Der Kieszusatz für den Mörtel aus a + b war daher $2 \cdot 13{,}5 = 27$ l, und der Beton hatte das Mischungsverhältnis: 2 l Zement + 2,5 l Kalk + 4 l Traß + 13,5 l Sand + 27 l Kies, oder auf Zement als Einheit bezogen: 1 Zement + 1,25 Kalk + 2 Traß + 6,75 Sand + 13,5 Kies. Wenn diese Zusammensetzung die richtige ist, d. h. wenn sie so ist, daß weder ein Überschuß an Kalk noch an Traß vorhanden ist, so muß ein größerer oder kleinerer Zusatz an Traß zur Folge haben, daß die Festigkeit des Betons geringer wird. Daß dies der Fall ist, geht aus der Abb. 2 Bl. 37 hervor. Der Beton hat also in wirtschaftlicher Hinsicht die richtige Zusammensetzung.

Dichtigkeit des Betons. Infolge der verhältnismäßig großen Menge der bis zur Staubfeinheit gemahlenen Bindemittel bildet sich bei der Mörtelbereitung Kittmasse genug, um alle Hohlräume des Sandes auszufüllen, so daß ein dichter Mörtel entsteht. Der Kieszusatz ist so bemessen, daß alle Hohlräume in demselben mit dem vorhandenen dichten Mörtel ausgefüllt werden können. Daß der Zement-Kalk-Traßbeton verhältnismäßig dicht ist, ergibt sich aus folgender Berechnung:

Raumteile	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume	Dichtigkeit
1,00 Zement . .	$1{,}00 \cdot 0{,}48 = 0{,}48$	0,48		
1,25 Kalkpulver	$1{,}25 \cdot 0{,}28 = 0{,}35$	0,35		
2,00 Traß . . .	$2{,}00 \cdot 0{,}48 = 0{,}96$	0,96	$0{,}4 \cdot 6{,}75 = 2{,}70$	$\frac{3{,}79}{2{,}7} =$
6,75 Sand . . .	$0{,}60 \cdot 6{,}75 = 4{,}05$	—		
2,00 Wasser . .	2,00	2,00		
	7,84	3,79	2,70	1,4

d. h. es ist 1,4 mal soviel Kittmasse in dem Mörtel als Hohlräume im Sand. In den 13,5 l Kies sind 13,5 (1 — 0,6) = 5,5 l Hohlräume. Die Dichtigkeit des Betons beträgt als-

dann 7,84 : 5,5 = 1,4, d. h. es ist rd. 1,4 mal soviel Mörtel vorhanden als Hohlräume im Kies. Die Versuche mit einem 2,5 m hoch mit Wasser angefüllten Kasten aus im Mittel 0,50 m dicken Betonwänden dieser Mischung haben ergeben, daß der Zement-Kalk-Traßbeton, wenn auch nicht vollkommen, so doch als in hohem Grade dicht zu bezeichnen ist. Vergleichshalber sei hier erwähnt, daß der etwa 10,33 — 10,19 = 0,14 Mark je Kubikmeter teurere Zement-Traßbeton im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement, 0,5 R.-T. Traß, 4 R.-T. Sand und 8 R.-T. Kies eine Mörteldichtigkeit von nur 1,08 und eine Betondichtigkeit von nur 1,28 hat. Bei der Forderung, einen dichten Beton herzustellen, erscheint die Mörteldichte des Zement-Traßbetons von 1,08 mit Rücksicht auf die in der Praxis nicht zu vermeidenden Unvollkommenheiten in der Gleichheit der Mörtelmischung als unzulänglich; dagegen dürfte die Mörteldichte des Zement-Kalk-Traßbetons von 1,40 als vollkommen ausreichend zur sicheren Erzielung eines dichten Mörtels gelten. Desgleichen erscheint die Betondichtigkeit von 1,28 für Zement-Traßbeton bei einer Mörteldichte von nur 1,08 als zu knapp bemessen, wenn der Beton dicht sein soll; dagegen dürfte die Betondichte von 1,40 für Zement-Kalk-Traßbeton bei der größeren Mörteldichte von 1,40 ausreichend sein und die Gewähr bieten, daß der Beton dicht wird. Ein dem Zement-Kalk-Traßbeton an Dichtigkeit gleichwertiger Zement-Traßbeton müßte etwa das Mischungsverhältnis 1 Zement, 1 Traß, 4 Sand und 8 Kies haben und würde etwa 1 Mark je Kubikmeter teurer sein als der gleichdichte Zement-Kalk-Traßbeton. Letzterer besitzt also bei dem Vorzug der größeren Billigkeit auch den der größeren Dichtigkeit, was für die Wahl desselben ausschlaggebend war.

Druckfestigkeit des Zement-Kalk-Traßbetons. Was die Druckfestigkeit des Zement-Kalk-Traßbetons anbelangt, so veranschaulicht Abb. 3 Bl. 37 die hierüber angestellten Versuche. Die obere Kurve gibt die mittleren Festigkeiten derjenigen Probewürfel an, welche im Sommer an den Schleusenbaustellen hergestellt wurden, die untere Kurve zeigt die Festigkeit solcher Versuchskörper an, welche im Winter dortselbst aus dem zum Einbringen fertigen Beton gestampft wurden. Aus dem Verlauf der Kurven ersieht man den Einfluß der Wärme auf den Erhärtungsprozeß. Ferner besagt das stetige Ansteigen der Kurve, daß die Höchstfestigkeit noch lange nicht erreicht ist; es ist anzunehmen, daß die Festigkeitszunahme noch jahrelang andauern wird. Nach Jahresfrist erreicht der Beton eine mittlere Druckfestigkeit von mehr als 200 kg/qcm.

Die Abb. 4 Bl. 37 veranschaulicht die Erhärtung des Zement-Traßmörtels 1 : 0,5 : 4, die des Kalk-Traßmörtels 1 : 1,25 : 2,2 und die des Mörtels 1 : 1,25 : 2 : 6,75 aus gleichen Teilen des Zement-Traßmörtels und des Kalk-Traßmörtels. Man ersieht hieraus, daß der verhältnismäßig rasch erhärtende Zement-Traßmörtel und der langsamer abbindende Kalk-Traßmörtel sich gegenseitig beeinflussen und einen stetig an Festigkeit zunehmenden Zement-Kalk-Traßmörtel bilden.

Vergleichshalber sei hier erwähnt, daß der Zement-Traßbeton im Mischungsverhältnis 1 : 0,5 : 4 : 8 eine Festigkeit von 200 kg/qcm bereits nach drei Monaten hat, daß er aber dann verhältnismäßig langsam weiter erhärtet und nach Jahresfrist kaum noch seine Höchstfestigkeit von etwa 250 kg/qcm überschreitet. Anders ist es mit dem Zement-Kalk-Traßbeton. Die bisherigen Erfahrungen lassen bestimmt erwarten, daß der Zement-Kalk-Traßbeton nach zwei bis drei Jahren weit höhere Festigkeiten erlangen wird.

Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit. Die Abb. 5 Bl. 37 stellt den Einfluß des Feuchtigkeitsgrades der Betonmischungen auf die Druckfestigkeit dar. Es geht daraus hervor, daß sowohl die zu trocknen als auch die zu nassen Mischungen geringere Druckfestigkeit besitzen als die erdfeucht eingestampften Betonmischungen, und zwar nicht nur bei 28 Tage altem Beton, sondern auch bei solchem, der ein Alter von 90 und 180 Tagen erreicht hat.

Haftfestigkeit an Eisen. Um Aufschlüsse über die Haftfestigkeit des Zement-Kalk-Traßbetons am Eisen zu erhalten, wurden senkrecht gestellte Rundeisenstäbe von rd. 17 cm Länge und 2 cm Durchmesser in Würfelformen so einbetoniert, daß die Eisenenden über die Würfelflächen beiderseits hinausragten. Nachdem die Probekörper ein Alter von 30, 40, 50 und 100 Tagen erreicht hatten, wurde versucht, die Eisenstäbe in ihrer Längsrichtung durchzudrücken. Die Durchdrückkraft konnte jeweilig an der Druckpresse abgelesen werden. Durch Umrechnung ergaben sich für die Einheit des Widerstandes, welcher beim Durchdrücken der Eisen zu überwinden war, folgende Werte:

Alter der Probekörper	Durchdrückkraft bzw. Haftfestigkeit des Eisens am Zement-Kalk-Traßbeton
30 Tage	14 kg/qcm
40 „	17 „
50 „	18 „
100 „	20 „

Um einen Anhalt darüber zu gewinnen, in welchem Verhältnis die so ermittelten, für Zement-Kalk-Traßbeton gültigen Haftfestigkeitswerte zu denen für Zementbeton gültigen stehen, wurden die gleichen Versuchskörper aus Beton im Mischungsverhältnis 1 Zement : 5 (Sand + Kies) mit den gleichen Eisen hergestellt. Es ergab sich, daß die Durchdrückkräfte bei diesen Versuchskörpern bei einem Alter von 90 Tagen zwischen den Werten 16 und 23 kg/qcm lagen, d. h. die Haftfestigkeit betrug im Mittel 19,5 kg/qcm. Zement-Kalk-Traßbeton haftet also ebenso fest an Eisen wie der Zementbeton. Hierzu sei bemerkt, daß der Beton in beiden Fällen in erdfeuchtem Zustande um die Eisen eingebracht und gestampft wurde, und daß die Eisen nur von losem Rost und Schmutz befreit waren. Es wurde ferner untersucht, welchen Einfluß das Streichen der Eisen mit Zementmilch auf die Haftfestigkeit hat. Bei diesen Versuchen stellte sich heraus, daß die Haftfestigkeit beträchtlich größer wurde, und zwar wuchs sie von 20 kg/qcm auf 44 kg/qcm. Das Streichen der Eisen mit Zementmilch geschah unmittelbar vor dem Einbetonieren.

Mit Rücksicht darauf, daß beim Bau der Schleusen vielfach engmaschige Eisenroste in Beton eingebettet werden mußten, und diese Arbeiten sich leichter bei Verwendung von weichem Beton an Stelle des erdfeuchten bewerkstelligen ließen, wurden die Haftfestigkeitsproben auch mit weichem Beton ausgeführt. Die Versuche ergaben, daß die Haftfestigkeit bei Verwendung von weichem Beton verhältnismäßig viel geringer ausfiel, so z. B. betrug die Haftfestigkeit der 28 Tage alten Probekörper aus weichem Beton nur 5 kg/qcm.

Hierzu ist zu bemerken, daß die Eisen vor dem Einbetonieren nicht mit Zementmilch gestrichen worden waren. Die Haftfestigkeit betrug 17 kg/qcm nach 28 Tagen, wenn die Eisen unmittelbar vor dem Einbetten in den weichen Beton mit Zementmilch gestrichen wurden. Die vorliegenden Versuchsergebnisse besagen also, daß eine gute Haftfestigkeit von Beton an Eisen mit erdfeucht eingestampftem Zement-Kalk-Traßbeton erzielt werden kann, und daß diese Haftfestigkeit noch erhöht wird, wenn die Eisen unmittelbar vor dem Betonieren mit Zementmilch gestrichen werden. Vergleiche hierzu die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse in Abb. 1 Bl. 38.

Haftfestigkeit in den Fugen zwischen verschiedenen Betonlagen. Weil es bei der Bauausführung nicht immer möglich ist, auf eine frisch abgestampfte Schicht eine zweite noch vor dem Abbinden der ersten aufzubringen, wurden auch Versuche über die Haftfestigkeit von Beton an Beton ausgeführt. Zu dem Zweck wurden die üblichen Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge in zwei Lagen gestampft. Zwischen dem Einbringen der ersten und dem Aufbringen der zweiten Lage lag ein Zeitraum von rd. 14 Tagen bis 3 Wochen. Die abgebundene Oberfläche der ersten Lage wurde einmal mit einem Spitzeisen aufgerauht, ein andermal aufgerauht und kurz vor dem Aufbringen der zweiten Lage mit Zementbrühe gestrichen. Außerdem wurde bei einigen Halbwürfeln die Oberfläche gar nicht besonders bearbeitet.

Nachdem die zweite Lage 28 Tage alt geworden war, wurde versucht, durch Hammerschläge in der Richtung der Fuge die beiden Hälften auseinanderzuschlagen; dabei stellte sich folgendes heraus: Es genügten verhältnismäßig leichte Schläge, um den nicht besonders vorbereiteten Halbwürfel von dem darauf gestampften zu trennen. Die Kraft für das Auseinanderschlagen der durch Aufrauhen vorbereiteten Probe war schon wesentlich größer. Auch die durch Aufrauhen und Einschlämmen vorbereiteten Probewürfel ließen sich in einem Falle in der Trennungsfuge in zwei Hälften teilen, jedoch waren hierfür viele sehr heftige Schläge auszuführen. In einem anderen Falle ging der Würfel nicht in der Trennungsfuge auseinander. Die Bruchfläche verlief vielmehr unregelmäßig und schief zur Trennungsfuge, ein Beweis, daß das Aufrauhen und Einschlämmen mit Zementbrühe eine gute Vernarbung der beiden Hälften verursacht hatte.

Einbuße an Festigkeit durch Stehenlassen der fertigen Betonmischung. Bei der räumlich weit ausgedehnten Baustelle einer Schleusengruppe ist es nicht immer möglich, den Beton sofort nach der maschinenmäßigen Bereitung einzubringen und einzustampfen. Die Wege von den ortsfesten Betonmischanlagen bis zur Verwendungsstelle sind mitunter lang, und die Zeit, welche vergeht von der Fertigstellung der Betonmischung bis zum Abstampfen derselben beträgt nach den Beobachtungen mitunter zwanzig Minuten bis eine halbe Stunde. Um einen Anhalt darüber zu gewinnen, ob diese Zeit schädigend auf die Festigkeit einwirkt, wurden Probekörper gestampft aus Zement-Kalk-Traßbeton, welcher 5, 10, 20, 30, 45, 60 Minuten lang und länger fertig zum Einstampfen gelagert hatte. Die 28 tägigen Festigkeiten sind in der Abb. 2 Bl. 38 dargestellt; man erkennt daraus, daß der Zement-Kalk-Traßbeton verhältnismäßig lange unverarbeitet liegen kann, ohne daß er große Einbuße an Festigkeit erleidet. Die Festigkeit von 90 kg/qcm bzw. 81 kg/qcm bei 28 Tage altem Beton nach 1 bzw. $1^1/_2$ stündiger Lagerung sind immerhin nach dem Durchschnitt der außer dieser Reihe angestellten Versuche als gute zu bezeichnen.

Elastizität des Zement-Kalk-Traßbetons. Weil die Schleusen des Rhein-Herne Kanals infolge des umgehenden Bergbaues den ungleichmäßigen Bodensenkungen folgend absinken, kann der Fall eintreten, daß die einzelnen Bauwerkteile statisch wie ein Balken auf zwei Stützen oder wie ein Balken mit freitragendem Ende beansprucht werden. Dann treten im Mauerwerk Biegungsspannungen auf; dabei spielt die Elastizität des Betons eine große Rolle. Um über die elastischen Eigenschaften des Zement-Kalk-Traßbetons Aufschlüsse zu erhalten, wurde die elastische Verkürzung der Betonwürfel bei der Druckprobe durch eine geeignete Vorrichtung gemessen. Zu dem Zweck wurde die bisher für die Bestimmung der Zugfestigkeit des Zementmörtels dienende Zerreißmaschine mit der 300-t-Presse in der nebenstehend dargestellten Weise in Verbindung gebracht. Die Zerreißvorrichtung hat eine Übersetzung 1:50. 1 mm Hebung bzw. Senkung des Angriffpunktes a bewirkt eine Senkung bzw. Hebung des Angriffpunktes b um 50 mm. Da Senkungen dieses Punktes mit Hilfe eines Zeigers Z und einer Millimeterteilung m mit Genauigkeit auf 1 bzw. $^1/_2$ mm abgelesen werden können, so ist es möglich, die entsprechenden Bewegungen dieses Punktes a von $^1/_{50}$ bzw. $^1/_{100}$ mm zu beobachten. Wird nun der Punkt a mit der Druckplatte c der 300 t-Presse nach dem Einspannen eines Betonwürfels durch einen Stab mittels Klemmen starr verbunden, so kann die Aufwärtsbewegung der Druckplatte c deutlich beobachtet werden. Die beobachtete Aufwärtsbewegung der Druckplatte c ist das Maß der Zusammendrückung des eingespannten Betonwürfels. Mit steigendem Druck senkt sich der Zeiger Z an der Millimeterteilung stetig, bis die Elastizitätsgrenze des Betonkörpers erreicht wird. Ist diese überschritten, so senkt sich der Zeiger rascher als vorher, ein Zeichen dafür, daß die Bruchgrenze bei weiterer Steigerung des Druckes bald erreicht wird. Nach den Versuchen liegt die Elastizitätsgrenze etwa bei $^3/_5$ der Bruchfestigkeit. Daß der Beton wirklich elastisch ist, hat sich durch folgenden Versuch ergeben. Die Betonkörper wurden gedrückt bis zur Belastung von etwa $^3/_5$ der mutmaßlichen Bruchgrenze, dabei wurde das Absinken des Zeigers Z an der Millimeterteilung beobachtet, alsdann wurde der Druck langsam abgelassen, der Zeiger Z hob sich dabei in dem Maße, wie die Druckspannung

Hydraulische Presse zum Messen der elastischen Zusammendrückung.

abnahm und ging zuletzt ungefähr in seine Anfangsstellung zurück, und zwar langte der Zeiger Z in demselben Zeitpunkte in der Nullstellung an, in dem auch der Zeiger am Manometer in der Nullstellung ankam; d. h. der Probekörper nimmt seine ursprüngliche Länge wieder an, wenn die Druckspannung auf Null zurückgegangen ist. In der Abb. 3 u. 4 Bl. 38 sind die Beobachtungen der elastischen Verkürzungen verschiedener Betonwürfel von 30 cm Kantenlänge dargestellt. Die Druckspannungen sind als Längen, die Zusammendrükkungen der Betonwürfel als Höhen in 250 facher Vergrößerung aufgetragen. Die Verbindungslinie der Endpunkte der Höhen stellt eine flache Kurve dar, welche besagt, daß Druck und Verkürzung ungefähr proportional zunehmen.

In den Abb. 5 u. 8 Bl. 38 sind die Verkürzungen von zwei Betonprobewürfeln beim Pressen bis zur Bruchgrenze dargestellt; man erkennt deutlich den Wendepunkt der Kurven; an dieser Stelle bzw. bei der zugehörigen Druckbelastung liegt die Elastizitätsgrenze für den untersuchten Beton. Die Kurven geben somit Aufschlüsse über die größere und geringere Elastizität des Betons, über die Elastizitätsgrenze und die Bruchbelastung. Sie sind daher für den Vergleich verschiedener Betonsorten hinsichtlich ihrer Festigkeit und ihrer elastischen Eigenschaften von wissenschaftlichem und praktischem Wert.

In der Abb. 6 u. 7 Bl. 38 sind in gleicher Weise die beobachteten Verkürzungen solcher Betonkörper aufgetragen, welche vorher mehrere Male bis zu einer Belastung von etwa $^3/_8$ der mutmaßlichen Bruchfestigkeit gedrückt worden waren. Die Endpunkte der bei diesen Versuchen gemessenen elastischen Zusammendrückungen liegen nahezu auf einer geraden Linie, d. h. Druck und Verkürzung nehmen nach dem Hookschen Gesetz proportional zu. Durch den Vergleich der verschiedenen Elastizitätslinien kommt man zu dem Schluß, daß der Zement-Kalk-Traßbeton etwas elastischer ist wie der Zement-Traßbeton und daß dieser wieder elastischer ist wie der reine Zementbeton. Die vorerwähnten Versuche schienen geeignet, den Elastizitätsmodul des Zement-Kalk-Traßbetons zu bestimmen (vgl. hierzu Abb. 6 Bl. 38).

$$\text{Es ist: } E = \frac{\text{Verkürzung}}{\text{urspr. Länge}} = \frac{0{,}188}{300} = 0{,}000\,627$$

$$\text{und} \quad \alpha = \frac{E}{\text{Spannung}} = \frac{0{,}000\,627}{84} = 0{,}00\,000\,746.$$

Der Elastizitätsmodul für den Zement-Kalk-Traßbeton

$$E = \frac{1}{\alpha} = 134\,000 \text{ kg/qcm}.$$

Der Elastizitätsmodul des Eisens ist etwa 2 000 000 kg/qcm.

Das Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße ist daher

$$2\,000\,000 : 134\,000 = \text{rd. } 15.$$

Damit hätte sich ergeben, daß die in der Berechnung der Eisenbewehrung für Beton übliche Verhältniszahl $e = 15$ auch für Zement-Kalk-Traßbeton als gültig angenommen werden kann.

Kalkpulver und Kalkteig. Wie eingangs erwähnt, wird der Kalk dem Zement-Kalk-Traßbeton in Form von hydraulischem Kalkpulver zugesetzt. Dieses geschah auf Grund folgender Versuchsergebnisse: Vergleichsweise waren Betonwürfel in den Mischungsverhältnissen:

1 Zement, 1,30 Fettkalk, 2,50 Traß, 7,40 Sand + 14,80 Kies und
1 „ 1,25 hydr. Kalkpulver, 2,00 „ 6,75 „ + 13,50 „

hergestellt worden. Die Probewürfel mit Fettkalk zeigten im allgemeinen geringere Festigkeiten als die entsprechenden Versuchskörper, bei denen hydraulisches Kalkpulver verwendet worden war, insbesondere fiel dies auf bei den Festigkeiten bei einem Alter von 28 und 56 Tagen. Die nähere Untersuchung dieser Ergebnisse ergab folgendes: In dem mit Fettkalk hergestellten Beton zeigten sich in den Bruchflächen trotz sorgfältigster Bereitung viele Kalkknötchen von Nadelkopfgröße und auch größere. Mit dem im Innern dieser Kalkknötchen vorhandenen Kalziumoxyd konnten die Traßteilchen nicht in Berührung kommen; da die Kohlensäure der Luft auch nicht an die Kalkknötchen herankommen konnte, bildete sich weder kieselsaurer noch kohlensaurer Kalk, sie mußten also weich bleiben. Durch Besprengen mit Wasser konnten sie ausgelaugt werden. Der Beton wurde an diesen Stellen porös und durchlässig. Es wurde daher angenommen, daß der Schleusenbeton bei Verwendung von Fettkalk auf Kosten der Festigkeit und Dichtigkeit durch Sickerwasser hätte ausgelaugt werden können. Im Gegensatz hierzu sahen die Bruchflächen der Körper, die unter Verwendung von Kalkpulver hergestellt worden waren, vollkommen gleichmäßig aus. Kalk, Traß und Zement waren innig gemischt, es lag sozusagen Atom Kalk an Atom Traß. Die Bildung des den Leim für die Verkittung bildenden Kalkhydrosilikats war durch die günstige Lagerung der feinsten Teilchen sehr befördert worden. Der Kalkzusatz in Form von Kalkpulver ermöglichte somit eine vollkommenere Ausnutzung des Kalziumoxydes.

Bei den Probekörpern aus Mörtel im Mischungsverhältnis

a) 1 Fettkalk + 1,50 Traß + 3 Sand und
b) 1 hydraul. Kalkpulver + 1,25 „ + 3 „

zeigte sich ferner folgender auffallende Unterschied. Die Druckfestigkeiten der einzelnen Probewürfel der Mischung a zeigten trotz gleicher Herstellungsweise in dem gleichen Kollergang, trotz gleicher Lagerung unter Wasser und gleichen Alters beträchtliche Festigkeitsunterschiede. Dagegen wichen die einzelnen Festigkeiten der entsprechenden Probekörper aus der Mischung b verhältnismäßig wenig von der mittleren Festigkeit ab. Daraus durfte man wohl den Schluß ziehen, daß größere Gewähr für einen gleichmäßigen Beton gegeben sei, wenn man den Kalk in Form von Kalkpulver zusetzt. Die Herstellungsweise des Betons bei Verwendung von Kalkpulver ist gleichzeitig auch leichter, und entsprechend werden sich auch die Herstellungskosten des Betons bei Verwendung von Kalkpulver billiger stellen als bei Verwendung von Fettkalk. Weil gerade das Trockenmischen der Bindemittel nach allen Versuchen sich als außerordentlich wirksam zur Erzielung hoher Betonfestigkeiten erwiesen hat, wurde dem Kalkpulver der Vorzug vor dem Kalkteig gegeben. Es bleibt nun noch anzugeben, warum hydraulisches Kalkpulver und nicht zu Pulver gelöschter Weißkalk zur Verwendung gekommen ist. Das im Handel gebräuchliche Kalkpulver ist eben durchweg mehr oder weniger hydraulisch, d. h. es enthält neben dem größeren Gehalt von Kalziumoxyd etwa 15 vH. Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd. Diese letzten drei Bestandteile, auch Hydraulefaktoren genannt, befähigen den Kalk, unter Wasser zu erhärten und sind die Bestandteile, welche dem Traß in Gegenwart von Kalk die hydraulischen Eigenschaften verleihen, mit anderen Worten, das hydraulische

Kalkpulver enthält von Natur aus Bestandteile, welche man dem Fettkalk in Form von Traß zusetzen muß, damit er hydraulisch wird. Mit der Verwendung von hydraulischem Kalkpulver ist somit gegenüber dem Traßverbrauch bei Anwendung von Fettkalk eine gewisse Traßersparnis (etwa $^1/_6$) verbunden. Auch ist die schnellere Erhärtung des Betons in den ersten zwei Monaten auf die Verwendung von hydraulischem Kalkpulver zurückzuführen. Die im allgemeinen teureren Gestehungskosten von hydraulischem Kalkpulver gegenüber denen von Fettkalk werden somit aufgewogen durch die größere Gewähr für einen gleichmäßigen Beton, ferner durch die billigere Betonbereitung, durch die Traßersparnis und durch die größere Anfangsfestigkeit des Betons.

Herstellungskosten. Für die Herstellung von 1 cbm gestampftem Zement-Kalk-Traßbeton im Mischungsverhältnis 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 sind erforderlich 62 l Zement, 77 l hydraulisches Kalkpulver 123 l Traß, 415 l Sand und 830 l Kies. Es kostet 1 l Zement 3,6 Pfennig, 1 l hydraulisches Kalkpulver 1 Pfennig, 1 l Traß 1,8 Pfennig, 1 l Sand oder Kies 0,4 Pfennig. Unter Zugrundelegung dieser Einheitspreise berechnen sich die Baustoffkosten für 1 cbm Betonmauerwerk zu rd. 10 Mark.

Materialienbedarf und Bezugsquellen. Zur Herstellung der 300 000 cbm Zement-Kalk-Traßbeton waren erforderlich: 26000 t Zement, 15000 t hydraulisches Kalkpulver, 37000 t Traß, 124000 cbm Sand und 248000 cbm Kies. Kies und Sand wurden aus dem Rhein in der Gegend bei Ruhrort gebaggert. Den Zement lieferte das Rheinisch-Westfälische Zement-Syndikat in Bochum. Das hydraulische Kalkpulver stammte aus den Steinbrüchen von Franz Zilkens in Sötenich in der Eifel. Der Traß wurde aus den Brüchen der Firma D. Zervas Söhne in Köln, welche im Nettetal liegen, geliefert.

Materialprüfungsstelle. Bei dem Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals handelt es sich um die Herstellung von rd. 300 000 cbm Zement-Kalk-Traßbeton. Bei einer so großen Menge ist es von größter Wichtigkeit, die einzelnen Baustoffe in dem wirtschaftlich richtigen Mischungsverhältnis zu verwenden. Um hierüber sichere Aufschlüsse zu erhalten, sind umfangreiche Vorversuche ausgeführt worden. Die Königliche Kanalbaudirektion in Essen hat eigens hierfür eine Materialprüfungsstelle eingerichtet und hat an Hand der systematisch ausgeführten Versuche die für den Schleusenbau zweckdienlichste und wirtschaftlich richtige Zusammenstellung der Baustoffe ermittelt. Es war ferner die Aufgabe dieser Prüfungsstelle, während der Bauzeit die angelieferten Baustoffe ständig einer Güteprüfung zu unterziehen und schlechte Baustoffe von der Verwendung auszuschließen. Die Lieferanten waren dadurch mehr denn sonst gehalten, einwandfreie Baustoffe zu liefern, um nicht der Gefahr ausgesetzt zu sein, einmal gelieferte Ware zurücknehmen zu müssen. Auf den Baustellen wurden ferner dem fertigen Beton tagtäglich Proben entnommen. Die Probekörper wurden in der Materialprüfungsstelle auf Festigkeit untersucht. Die Festigkeitsergebnisse bildeten einen Maßstab für die Güte der Baustoffe und auch für die Art und Weise der Zubereitung des Betons.

Die Einrichtung der Materialprüfungsstelle ist daher im vorliegendem Falle von vielseitigem Nutzen gewesen. Bei Bauausführungen von ähnlich großem Umfange wird es daher immerhin ratsam sein, bei der Auswahl der Baustoffe, bei der Feststellung der Mischungsverhältnisse und bei der Güteprüfung der Baustoffe sinngemäß zu verfahren.

Altenessen, im Oktober 1912.

Karl Ostendorf, Regierungsbaumeister.

Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung.

Vom Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Fr. Engeßer in Karlsruhe.

Rahmenträger mit n Feldern sind im allgemeinen $3n$ fach statisch unbestimmt; in jedem der n Felder sind 3 Größen, als welche beispielsweise die 3 Querschnittskräfte des jeweiligen linken Pfostens in Stabmitte H, V und M gewählt werden können, von vornherein unbekannt (Abb. 1). Zu ihrer Be-

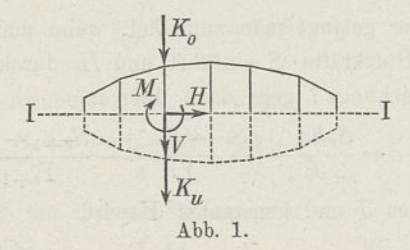


Abb. 1.

stimmung sind $3n$ Formänderungsgleichungen nötig. In den gewöhnlichen Fällen der Anwendung kommt man indessen meist mit wesentlich weniger Gleichungen aus, da hier eine Anzahl der Unbekannten teils aus Gründen der Symmetrie, teils wegen der Geringfügigkeit der maßgebenden Formänderungen gleich Null gesetzt oder als bekannt angenommen werden kann. So sinkt beispielsweise die Zahl der Unbekannten auf n, wenn wie in Abb. 1 der Träger symmetrisch zu einer Wagerechten I-I angeordnet ist, und wenn von den sehr geringen Dehnungen der Pfosten abgesehen wird. Unter diesen Voraussetzungen werden alle Größen M gleich Null, und alle Größen V werden gleich der jeweiligen halben Knotenlastdifferenz $= 0,5\,(K_u - K_o)$; es bleiben nur die n wagerechten Kräfte H, die genügen, um die noch verbleibenden Formänderungsbedingungen (gegenseitige Verschiebung der n Pfostenmitten gleich Null) zu erfüllen. Sind außerdem noch Anordnung und Belastung symmetrisch zur Trägermitte, dann wird auch der ganze Kräfteplan symmetrisch zur Trägermitte, und die Zahl der Unbekannten mindert sich weiter auf $\frac{n}{2}$.

Parallelträger.

Die Hauptvertreter der Träger mit wagerechter Symmetrieachse sind die Parallelträger mit gleich starken Gurtungen oben und unten. Die erste Berechnung dieser Träger findet sich in dem 1893 erschienenen Buche des Verfassers: „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“:

sie mögen hier in etwas ausführlicherer Form mit teilweise abgeänderter Bezeichnungsweise wiedergegeben werden.

Bezeichnet man das Moment der äußeren Kräfte für einen beliebigen Querschnitt des Trägers mit $\mathfrak{M}$, so trifft auf die eine Gurtung, falls die Pfosten gelenkartig angeschlossen sind und als undehnbar angesehen werden, ein Moment $\frac{1}{2}\mathfrak{M}$. Wenn dagegen die Pfosten biegungsfest mit den Gurtungen verbunden sind, so werden letztere auf Kosten der Pfosten entlastet. Unter symmetrischen Verhältnissen verbiegen sich die Pfosten S-förmig mit dem Wendepunkt W in Stabmitte (Abb. 2); ihre entlastende Wirkung auf die Gurtungen kann durch die in den Wendepunkten angreifenden wagerechten Kräfte H zum Ausdruck gebracht werden (Abb. 3).

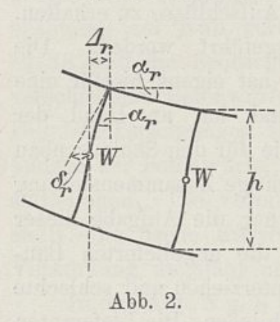


Abb. 2.

Abb. 3.

Für ein beliebiges Feld r ist die Gurtkraft

$$S_r = \sum_o^r H \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

und das Moment der links gelegenen Kräfte H

$$M = \frac{h}{2} \cdot \sum_o^r H = \frac{h}{2} S_r.$$

Von den auf die Gurtung entfallenden äußeren Kraftmomenten $\frac{\mathfrak{M}}{2}$ verbleiben somit noch die Biegungsmomente

$$M = \frac{\mathfrak{M} - h\,S_r}{2} \text{ (in Abb. 4 schraffiert)} \ldots (2)$$

Unter deren Einfluß verbiegt sich die Gurtung. Ihre elastische Linie hat am r^{ten} Knotenpunkt unter symmetrischen Verhältnissen einen Neigungswinkel

$$\alpha_r = \int_r^{\frac{l}{2}} \frac{M dx}{EJ} = \int_a^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} - h\,S}{2\,EJ}\,dx \ldots (3)$$

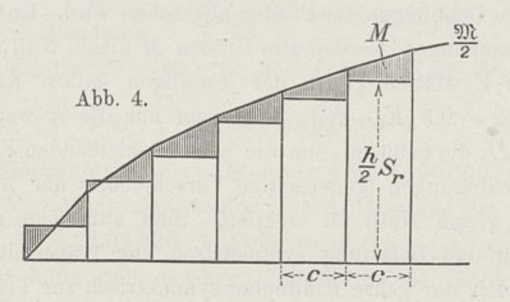


Abb. 4.

wo J das jeweilige Trägheitsmoment der Gurtung bezeichnet. Den gleichen Winkel α_r bildet die Endtangente des r^{ten} Pfostens mit der ursprünglichen Richtung, der Lotrechten, und zwar ist nach Abb. 2: $\frac{h}{2}\,\alpha_r = \delta_r + \triangle_r$. Hierin ist δ_r = Ausbiegung der Stabmitte W gegen die Endtangente unter dem Einfluß der in W angreifenden wagerechten Kraft $H_r = \frac{H_r h^3}{24\,EY_r}$, wo Y_r = Trägheitsmoment des Pfostens, $\triangle_r$ = Dehnung der Gurtung, von r bis $\frac{l}{2}$, $= \sum_r^{\frac{l}{2}} \frac{Sc}{EF}$, wo c = Feldweite, F = Gurtquerschnitt. Hiermit wird

$$\alpha_r = 2\left(\frac{\delta_r + \triangle_r}{h}\right) = \frac{H_r h^2}{12\,EY_r} + \frac{2}{h}\sum_r^{\frac{l}{2}} \frac{Sc}{EF} \quad \ldots (4)$$

Aus Gleichung 3 u. 4 folgt

$$\int_r^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} - hS}{2\,J}\,dx = \frac{H_r h^2}{12\,Y_r} + \frac{2}{h}\sum_r^{\frac{1}{2}l} \frac{Sc}{F} \quad \ldots (5)$$

Das Glied $\Sigma\frac{Sc}{EF}$, welches von der Dehnung der Gurtstäbe herrührt, ist auf die Größe der Kräfte H und S von sehr geringem Einfluß und kann gewöhnlich vernachlässigt werden. Gleichung 5 nimmt dann die einfachere Gestalt an

$$\int_r^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} - hS}{2\,J}\,dx = \frac{H_r h^2}{12\,Y_r} \quad \ldots \ldots (6)$$

Durch die Gleichungen 5 bzw. 6 ist die Aufgabe grundsätzlich gelöst. Sie können so oftmal aufgestellt werden, als Unbekannte vorhanden sind. Durch Auflösung der betreffenden Einzelgleichungen lassen sich die Unbekannten leicht ermitteln. Zieht man zwei aufeinander folgende Gleichungen 6, die r^{te} und die $(r+1)^{\text{te}}$, von einander ab, so erhält man

$$\int_r^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} - hS}{2\,J}\,dx - \int_{r+1}^{\frac{l}{2}} \frac{\mathfrak{M} - hS}{2\,J}\,dx = \frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{4\,J_r}\,c$$

$$- \frac{S_r hc}{2\,J_r} = \left(\frac{H_r}{Y_r} - \frac{H_{r+1}}{Y_{r+1}}\right)\frac{h^2}{12} \quad \ldots (7)$$

Diese Gleichung gilt nicht nur für symmetrische, sondern auch für unsymmetrische Verhältnisse. Die Größen S und H sind durch Gleichung 1, $S_r = \sum_o^r H$, miteinander verbunden. Durch Einsetzen dieses Wertes von S in Gleichung 7 geht diese über in

$$\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{4\,J_r}\,c = \frac{hc}{2\,J_r}\sum_o^r H + \left(\frac{H_r}{Y_r} - \frac{H_{r+1}}{Y_{r+1}}\right)\frac{h^2}{12} \quad . \quad (8)$$

Die $(n+1)$ Größen H sind durch die Gleichung $\sum_o^n H = o$ miteinander verknüpft, die bei symmetrischen Verhältnissen von selbst erfüllt ist. Außerdem sind in diesem Falle die H paarweise einander gleich, wodurch die Zahl der Unbekannten auf $\frac{n}{2}$ sinkt.

Einfacher gelangt man zum Ziel, wenn man als Unbekannte die Gurtkräfte S einführt und H_r durch $S_r - S_{r-1}$ ersetzt. Gleichung 7 geht dann über in

$$\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{4\,J_r}\,c = \frac{S_r hc}{2\,J_r} + \left(\frac{S_r - S_{r-1}}{Y_r} - \frac{S_{r+1} - S_r}{Y_{r+1}}\right)\frac{h^2}{12} \quad (9)$$

Für konstantes J und konstantes Y wird

$$\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{2} = S_r\left(h + \frac{h^2}{3c}\frac{J}{Y}\right) - S_{r-1}\frac{h^2}{6c}\frac{J}{Y}$$

$$- S_{r+1}\frac{h^2}{6cY} \quad \ldots \ldots (9^a)$$

Die Auflösung der n Gleichungen 9 bzw. 9^a liefert die n Unbekannten S. Bei symmetrischen Verhältnissen sinkt die Zahl der Unbekannten auf $\frac{n}{2}$.

Nach Ermittlung der Gurtkräfte S erhält man die Pfostenkräfte zu $H_r = S_r - S_{r-1}$ und die Gurtmomente zu

$$M = \frac{\mathfrak{M} - Sh}{2}.$$

Wie Abb. 4 erkennen läßt, sind letztere an den Knoten am größten. Für vollständig starre Pfosten, $Y = \infty$, erhält man das selbstverständliche Ergebnis $S_r = \frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{2h}$, bzw. $\frac{S_r h}{2} = \frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{4}$; die Stufen der Linie $\frac{Sh}{2}$ gehen jeweils in Feldmitte durch die Momentenlinie $\frac{\mathfrak{M}}{2}$ (Abb. 5).

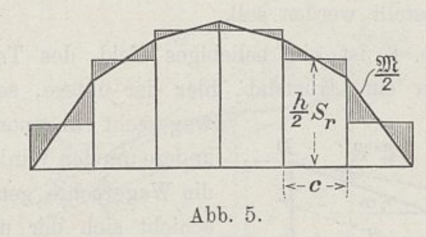


Abb. 5.

Die größten Momente des r^{ten} Gurtstabs, die an den Knoten auftreten, sind $= \pm \frac{\mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r-1}}{4} = \pm \frac{\mathfrak{Q}_r c}{4}$, wo $\mathfrak{Q}_r$ die Querkraft des r^{ten} Feldes bezeichnet.

Im Einzelfall nähert sich die Gurtkraft S_r um so mehr dem Werte $\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{2h}$, je größer $\frac{Y}{J}$, d. h. je kräftiger die Pfosten gegenüber den Gurtungen sind. Einen raschen Überblick über die Abhängigkeit der Werte S von dem Verhältnis der Trägheitsmomente $\frac{Y}{J}$ erhält man durch folgendes Näherungsverfahren.

Man denkt sich die Trägheitsmomente Y der Pfosten stetig über die Trägerlänge verteilt, wobei auf die Länge dx das Element $dY = \frac{Y dx}{c}$ kommt. Die Elemente sind überall gleich groß, wenn die Endpfosten nur halb so kräftig wie die übrigen Pfosten ausgebildet sind. Die Gegenkräfte dH der Pfostenelemente können näherungsweise proportional den jeweiligen Querkräften angenommen werden. Bei gleichmäßiger Gesamtbelastung ergibt dies $dH = C \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) dx$. Man erhält hiermit

$$S_x = \int_0^x dH = \int_0^x C\left(\frac{l}{2} - x\right) dx = \frac{Cx(l-x)}{2}.$$

Das Gurtmoment bei x beträgt

$$M_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{2} - \frac{S_x h}{2} = \frac{px(l-x)}{4} - \frac{Cx(l-x)h}{4} = \frac{p - Ch}{4} x(l-x).$$

Die Neigung der elastischen Linie für $x = 0$ ergibt sich aus

$$\alpha_0 = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M dx}{EJ} = \frac{p - Ch}{4EJ} \int_0^{\frac{l}{2}} (lx - x^2)\, dx = \frac{p - Ch}{48 EJ} l^3$$

für J konstant.

Anderseits ist aber auch, wie die Betrachtung des elementaren Endpfostens zeigt,

$$\alpha_0 = \frac{dH_0 h^2}{12 E dY} = \frac{dH_0 h^2 c}{12 EY dx} = \frac{Clh^2 c}{24 EY}.$$

Durch Gleichsetzung der Werte von α_0 erhält man die Konstante $C = \frac{p}{h} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right)$ und sodann die Stabkraft

$$S_x = \frac{Cx(l-x)}{2} = \frac{px(l-x)}{2h} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right) = \frac{\mathfrak{M}_x}{h} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right) \quad (10)$$

Die Abweichung dieses Wertes S_x von demjenigen Werte $\bar{S}_x$, der bei unendlich starren Pfosten auftreten würde, ist

$$\left.\begin{aligned} \triangle S = \bar{S}_x - S_x &= \frac{\mathfrak{M}_x}{h} - \frac{\mathfrak{M}_x}{h} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right) \\ &= \frac{\mathfrak{M}_x}{h} \cdot \frac{2hcJ}{2hcJ + l^2 Y} = \frac{\mathfrak{M}_x}{h} \cdot \gamma = S_x \cdot \gamma \end{aligned}\right\} \quad (11)$$

und für starke Pfosten annähernd $\triangle S = S_x \cdot \frac{2hcJ}{l^2 Y}$. (11a)

Diese Gleichungen lassen die Abhängigkeit der Größe $\triangle S$ von $\frac{Y}{J}$ klar erkennen.

Beispielsweise sind für $h = c = \frac{l}{8}$, $\triangle S = \bar{S} : \left(1 + 32 \frac{Y}{J}\right)$ und $\gamma = 1 : \left(1 + 32 \frac{Y}{J}\right)$,

$Y:J = \infty$	10	5	2	1	0,7	0,5
$\gamma = 0$	0,0031	0,0062	0,0154	0,030	0,042	0,059
$Y:J =$	0,2	0,1	0			
$\gamma =$	0,135	0,238	1,0.			

Hiernach sind die Abweichungen $\triangle S$ von den Werten $\bar{S} = \mathfrak{M} : h$ nicht bedeutend, solange die Pfosten nicht wesentlich schwächer als die Gurtungen ausgeführt werden. Für $Y = J$ beträgt die Abweichung nur 3 vH.

Die Biegungsmomente M der Gurtstäbe ändern sich gegenüber denjenigen Werten $\bar{M}$, die für $Y = \infty$ auftreten würden, um einen innerhalb des Feldes konstanten Betrag

$$\triangle M = \frac{\triangle S \cdot h}{2}.$$

Um diesen Betrag wird der Größtwert von M größer als der von $\bar{M}$. $\triangle M$ wird am größten in Trägermitte und zwar

$$\left.\begin{aligned} \triangle M &= \frac{\triangle S \cdot h}{2} = \frac{\bar{S}\gamma h}{2} = \frac{\mathfrak{M}\gamma}{2} = \frac{pl^2}{16}\gamma = \frac{pl^2}{16} \frac{2hcJ}{l^2 Y + 2hcJ} \\ &= \frac{phcJ}{8Y} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right) = \frac{KhJ}{8Y} : \left(1 + \frac{2hcJ}{l^2 Y}\right) \end{aligned}\right\} \quad (12)$$

wo K = Knotenlast $= pc$. Annähernd wird

$$\triangle M = \frac{KhJ}{8Y} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (12a)$$

Werden die Endpfosten, entgegen der gemachten Voraussetzung, ebenso stark oder gar noch stärker als die übrigen Pfosten ausgeführt, so treten Änderungen ein, die sich jedoch nur im Endfeld stärker bemerkbar machen. Hier wird jetzt $\triangle S_1$ negativ, d. h. S_1 wird größer als $\bar{S}_1$. Sein Absolutwert ist nicht wesentlich verschieden von dem $\triangle S$ in Trägermitte. Näheres hierüber später. Für die Anwendung genügt es im allgemeinen, bei Hauptträgern, wo Y nicht wesentlich kleiner als J ist, die Gurtkräfte S und die wagerechten Pfostenkräfte H unter der Annahme $Y = \infty$ zu berechnen; man erhält etwas zu große Werte. Die Gurtmomente M dagegen werden in Wirklichkeit größer als für $Y = \infty$. Man berücksichtigt dies einfach und ausreichend dadurch, daß man den Werten $\bar{M}$ für $Y = \infty$ in jedem Felde noch den konstanten Betrag $\triangle M = \frac{KhJ}{8Y}$ zuschlägt.

Rahmenträger von beliebiger Gestaltung.

Im Anschluß an die vorstehende, bereits vor 20 Jahren in ihren Grundzügen veröffentlichte Theorie des symmetrischen Parallelträgers soll im folgenden nun auch die Berechnung bei beliebiger Gestaltung des Rahmenträgers durchgeführt und dabei näher auf die verschiedenen maßgebenden Punkte eingegangen werden, wobei die Vorträge des Verfassers über Eisenbetonbau als Grundlage dienen. Das zuletzt angegebene Näherungsverfahren läßt deutlich erkennen, daß bei den gewöhnlichen Parallelträgern, wo die Pfosten nicht wesentlich schwächer als die Gurtungen sind, die Stabkräfte und Stabmomente S, H, M nur wenig von den für $Y = \infty$ gültigen Werten abweichen.

Noch weniger ist dies der Fall bei Trägern mit Vieleckgurtungen (Vieleckträgern). Es liegt nun nahe, die Berechnung in der Weise stufenweise vorzunehmen, daß man zunächst nur den Haupteinfluß, die Verbiegung der Gurtungen in Rechnung stellt und alle anderen Formänderungen (Verbiegung der Pfosten, Dehnung der Stäbe) außer Betracht läßt. Die so erhaltenen Werte seien Stammwerte genannt.

Auf der zweiten Stufe werden weiter die Verbiegungen der Pfosten berücksichtigt; die hierdurch entstehenden Abweichungen von den Stammwerten werden Zuschlagwerte genannt.

Auf der dritten Stufe wird dem Einfluß der Stabdehnungen Rechnung getragen. Die entsprechenden Spannungen sind die Nebenspannungen (Zwängungsspannungen); sie sind von gleicher Art wie die Zwängungsspannungen der Fachwerkträger. Durch dieses stufenweise Vorgehen erhält man einfache und durchsichtige Formeln, die den Einfluß und die Wichtigkeit der einzelnen Faktoren klar erkennen lassen. Man kann den Genauigkeitsgrad dem jeweiligen Bedürfnis anpassen und nach Bedarf auf einer der drei Stufen haltmachen.

Die Stammwerte lassen sich bequem in aller Schärfe berechnen. Die genaue Bestimmung der Zuschlagwerte und Nebenspannungen ist zwar ziemlich umständlicher; da es sich bei ihnen aber nur um kleinere Werte handelt, die den Charakter von Korrektionswerten tragen, so kann man hier in der Regel von einer scharfen Bestimmung absehen und einfache Näherungsverfahren anwenden.

Für die Stammwerte sind die Einflußlinien, wie bei den gewöhnlichen Fachwerken, geradlinige Zweiseite oder Dreiseite. Mit ihrer Hilfe lassen sich in einfachster Weise die ungünstigsten Laststellungen und die zugehörigen Größtwerte ermitteln. Die Berechnung der Zuschlagwerte und der Nebenspannungen kann auf diese Laststellungen beschränkt und nachträglich beigefügt werden. Es kommen hier hauptsächlich die Gurtstäbe in Betracht, die meist beim gleichen Belastungszustand (Vollbelastung) ihre ungünstigsten Spannungswerte erreichen, so daß für sie die Berechnung der Zuschlagkräfte und Nebenspannungen in der Regel auf diesen einen Belastungszustand beschränkt werden kann. Für die Pfosten ist die Berechnung der Zuschlagwerte und Nebenspannungen selten erforderlich; sie sind hier sehr klein, und außerdem sind die Zuschlagwerte den Stammwerten entgegengesetzt, und daher günstig wirkend. Nur bei den Endpfosten wirken die Zuschlagwerte in der Regel ungünstig.

Die Stammwerte.

Bei der Bestimmung der Stammwerte sollen, wie dies bei derartigen Untersuchungen allgemein üblich ist, nur die Formänderungen durch die Gurtmomente M, nicht aber auch die durch die Gurtquerkräfte Q berücksichtigt werden. Der hierdurch begangene Fehler ist im allgemeinen äußerst gering, bei symmetrischen Gurtungen sogar genau gleich Null. Da die Pfosten unendlich starr angenommen werden, sind die Formänderungen und somit auch die Kräftepläne der einzelnen Felder vollständig unabhängig voneinander; ferner besteht eine einfache Beziehung zwischen den Verbiegungen der beiden Gurtungen und zwischen ihren Biegungsmomenten, die zunächst aufgestellt werden soll.

In Abb. 6 ist ein beliebiges Feld des Trägers dargestellt. Der eine Gurtstab, hier der untere, sei zunächst wagerecht angenommen, der andere um den Winkel ω gegen die Wagerechte geneigt. Verschiebt sich der untere Eckpunkt A bei festgehaltenem rechten Pfosten BD infolge der Verbiegung des unteren Gurtstabs AB um den Betrag δ lotrecht nach oben, so muß sich der obere Eckpunkt C senkrecht zu CD nach C' um den Betrag $\delta_o = \delta : \cos\omega$ verschieben.

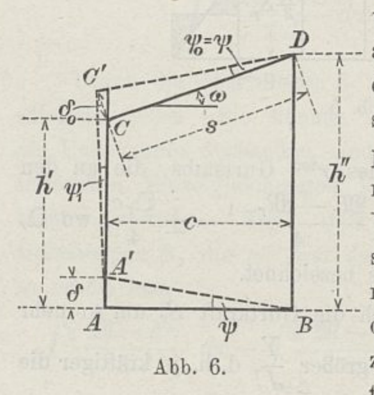


Abb. 6.

Die wagerechte Komponente von δ_o ist $\delta_o \sin\omega = \delta \operatorname{tg}\omega$. Infolge dieser Verschiebungen drehen sich die einzelnen Stäbe, und zwar AB um $\psi = \frac{\delta}{c}$; CD um $\psi_o = \frac{\delta_o}{s} = \frac{\delta}{s\cos\omega} = \frac{\delta}{c} = \psi$; AC um $\psi_1 = \frac{\delta \operatorname{tg}\omega}{h'} = \frac{\delta(h''-h')}{h'}$. Das entsprechende Formänderungsbild des unteren Gurtstabs ist in Abb. 7 dargestellt. Er ist bei B wagerecht, bei A unter dem Winkel ψ_1 eingespannt und daselbst um δ gehoben. Die Beziehungen

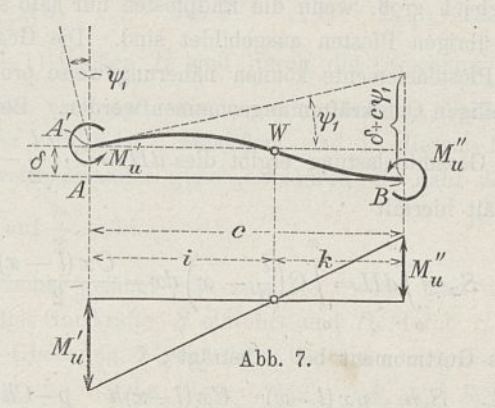


Abb. 7.

zwischen diesen geometrischen Verhältnissen und den Einspannungsmomenten M' und M'' (siehe Abb. 7) lauten bekanntlich

$$EJ_u\delta = (2M_u'' - M_u')\frac{c^2}{6} \text{ und } EJ_u(\delta + c\varphi_1) = EJ_u\delta\left(1 + \frac{h''-h'}{h'}\right)$$

$$= EJ_u\delta\frac{h''}{h'} = (2M_u' - M_u'')\frac{c^2}{6},$$

woraus sich ergibt

$$M_u' = \frac{2EJ_u\delta}{c^2}\,\frac{h'+2h''}{h'} \quad \text{und} \quad M_u'' = \frac{2EJ_u\delta}{c^2}\,\frac{2h'+h''}{h'} \qquad (13)$$

Das Verhältnis dieser beiden Einspannungsmomente ist

$$\frac{M_u'}{M_u''}=\frac{h'+2h''}{2h'+h''}.$$

Das gleiche Verhältnis besteht zwischen den beiden Abszissen i und k des Wendepunkts W

$\frac{i}{k}=\frac{M_u'}{M_u''}=\frac{h'+2h''}{2h'+h''}$, woraus sich, da $i+k=c$ ist, ergibt

$$i=c\,\frac{h'+2h''}{3(h'+h'')} \quad \text{und} \quad k=c\,\frac{2h'+h''}{3(h'+h'')} \quad . \quad (14)$$

Hiernach liegt der Wendepunkt näher dem höheren Pfosten.

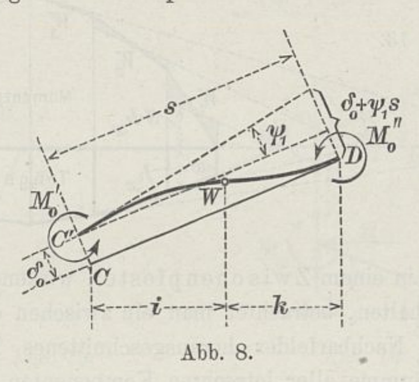


Abb. 8.

Für den oberen Gurtstab erhält man ähnlich (Abb. 8)

$$EJ_0\delta_0=(2M_0''-M_0')\frac{s^2}{6}$$

und $$\frac{EJ_0(\delta_0+\psi_1 s)}{s^2}=6EJ_0\delta_0\frac{h''}{h'}=(2M_0'-M_0'')\frac{s^2}{6},$$

woraus sich, da $\delta_0=\delta:\cos\omega=\frac{\delta s}{c}$ ist, ergibt,

$$M_0'=\frac{2EJ_o\delta}{cs}\,\frac{h'+2h''}{h'} \quad \text{und} \quad M_0=\frac{2EJ_o\delta}{cs}\,\frac{2h'+h''}{h'} \quad (15)$$

$$\frac{M_0'}{M_0''}=\frac{h'+2h''}{2h'+h''}=\frac{M_u'}{M_u''}.$$

Hiernach haben auch die beiden Abszissen i und k des oberen Wendepunkts die gleichen Werte wie die des unteren; beide Wendepunkte liegen in der gleichen Lotrechten.[1]) Dieser Satz gilt allgemein, auch für den Fall, daß beide Gurtstäbe gegen die Wagerechte geneigt sind (Abb. 9). Die gemeinsamen Abszissen i und k berechnen sich nach Gl. 14.

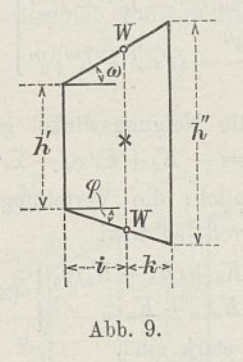


Abb. 9.

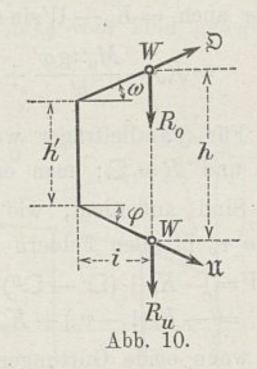


Abb. 10.

Das Verhältnis der linken Einspannungsmomente beider Gurtstäbe ist

$$\frac{M_u'}{M_o'}=\frac{2EJ_u\delta}{c^2}\,\frac{h'+2h''}{h'}:\frac{2EJ_o\delta}{cs}\,\frac{h'+2h''}{h'}=\frac{J_u s}{J_o c}=\frac{J_u}{J_o\cos\omega}.$$

Ist auch die untere Gurtung geneigt, um den Winkel φ gegen die Wagerechte, so wird $\frac{M_u'}{M_o'}=\frac{J_u\cos\varphi}{J_o\cos\omega}$.

1) Diese Lotrechte geht durch den Schwerpunkt des trapezförmigen Feldes („Feldschwerlinie").

Das gleiche Verhältnis herrscht auch an jeder anderen Stelle zwischen den beiden Gurtmomenten; allgemein ist

$$\frac{M_u}{M_o}=\frac{J_u\cos\varphi}{J_o\cos\omega}=\frac{J_u s_o}{J_o s_u}. \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

Nachdem nun die Abszissen der Wendepunkte und das Verhältnis der Gurtmomente ganz allgemein durch die Gl. 14 und 16 festgelegt sind, lassen sich die Stabkräfte und Stabmomente bei beliebiger Belastung durch einfache statische Gleichungen bestimmen.

Legt man einen lotrechten Schnitt durch die Wendepunkte W des betrachteten Feldes (Abb. 10), so können die zerstörten Stabkräfte durch die in den Stabrichtungen liegenden Komponenten $\mathfrak{O}$ und $\mathfrak{U}$ und durch die lotrechten Komponenten R_o und R_u, welche sich zu einer einzigen Kraft R („Wandquerkraft") vereinigen lassen, ersetzt werden. Zur Bestimmung von $\mathfrak{O}$, $\mathfrak{U}$ und R dienen die drei allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen.

Es bezeichne: h die Trägerhöhe an den Wendepunkten, $\mathfrak{M}_o$ und $\mathfrak{M}_u$ die Momente der äußeren Kräfte um die Gegenpunkte von $\mathfrak{O}$ und $\mathfrak{U}$, d. h. um den unteren und den oberen Wendepunkt. Für lotrechte Belastungen ist $\mathfrak{M}_o=\mathfrak{M}_u=\mathfrak{M}$. $\mathfrak{Q}$ die Summe der links gelegenen lotrechten äußeren Kräfte („Querkraft").

Das Dreh-Gleichgewicht um die beiden Gegenpunkte ergibt

$$\mathfrak{O}=-\frac{\mathfrak{M}_o}{h\cos\omega};\quad \mathfrak{U}=\frac{\mathfrak{M}_u}{h\cos\varphi}. \quad . \quad (17)\ (18)$$

Summe der lotrechten Kräfte gleich Null ergibt

$$R=\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}_o\,\mathrm{tg}\,\omega+\mathfrak{M}_u\,\mathrm{tg}\,\varphi}{h}. \quad . \quad . \quad (19)$$

Für lotrechte Belastungen wird

$$R=\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}(\mathrm{tg}\,\omega+\mathrm{tg}\,\varphi)}{h}=\mathfrak{Q}-\frac{\mathfrak{M}}{r}, \quad . \quad (19^{a})$$

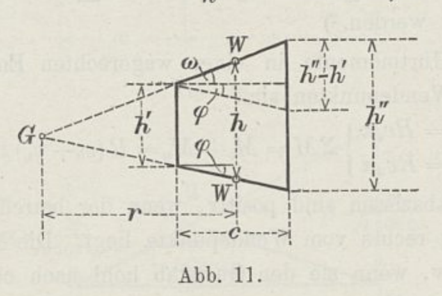


Abb. 11.

da nach Abb. 11 $\frac{\mathrm{tg}\,\omega+\mathrm{tg}\,\varphi}{h}=\frac{1}{r}$ ist, wo r gleich der Entfernung des Schnittpunkts G der beiden Gurtstäbe („Feld-Gegenpunkt") von der Lotrechten durch die Wendepunkte W.

R wird in der Regel am größten für Parallelträger, $R=\mathfrak{Q}$. Es wird gleich Null, wenn $r=\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{Q}}$, d. h., wenn die Resultierende der äußeren Kräfte ($=\mathfrak{Q}$) durch den Gegenpunkt G hindurchgeht. Dies ist der Fall bei Schwedlerform für ungünstigste einseitige Belastung, und bei reiner Parabelform für totale gleichmäßige Belastung.

Für einseitige Belastung mit p für das Meter von x bis l, wo $x=$ Abszisse der Wendepunkte, und für gerade untere Gurtung wird annähernd

$$R=A\left(1-\frac{x\,\mathrm{tg}\,\omega}{h}\right)=\frac{p\,(l-x)^2}{2\,l}\left(1-\frac{x}{h}\,\frac{dh}{dx}\right).$$

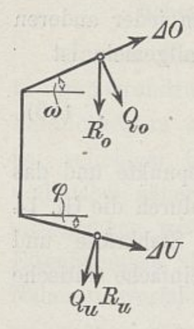


Abb. 12.

Bei einem Parabelträger ist $h = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$, wo f = Parabelpfeil, und

$$R = \frac{p(l-x)x}{2l} = \frac{plh}{8f}.$$

Die ungünstigste Wandquerkraft R ist hiernach proportional der jeweiligen Feldhöhe h und nimmt gegen die Trägerenden bis nahezu Null ab.

Von der Wandquerkraft R treffen nun auf die beiden Gurtstäbe die beiden Teilkräfte R_o und R_u, die im gleichen Verhältnis zueinander stehen wie die von ihnen verursachten Gurtmomente M_o und M_u. Man hat daher unter Benutzung der Gl. 16

$$\left.\begin{aligned} R_o &= R\frac{J_o \cos\omega}{J_o\cos\omega + J_u\cos\varphi} = Rv_o \\ R_u &= R\frac{J_u\cos\varphi}{J_o\cos\omega + J_u\cos\varphi} + Rv_u \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (20)$$

wo $v_o = \frac{J_o\cos\omega}{J_o\cos\omega + J_u\cos\varphi}$ und $v_u = \frac{J_u\cos\varphi}{J_o\cos\omega + J_u\cos\varphi}$ (21) die Verteilungsbeiwerte bezeichnen.

Zerlegt man R_o und R_u in ihre beiden Komponenten längs und quer zu den Stabachsen (Abb. 12), so erhält man

$$\left.\begin{aligned} \triangle O &= -R_o\sin\omega = -Rv_o\sin\omega, \\ \triangle U &= \quad R_u\sin\varphi = \quad Rv_u\sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (22)$$

$$Q_o = R_o\cos\omega = Rv_o\cos\omega,\quad Q_u = R_u\cos\varphi = Rv_u\cos\varphi \quad (23)$$

Die gesamten in den Gurtstäben wirkenden Längskräfte sind schließlich

$$O = \mathfrak{O} + \triangle O = -\left(\frac{\mathfrak{M}_o}{h\cos\omega} + Rv_o\sin\omega\right) \quad . \quad (24)$$

$$U = \mathfrak{U} + \triangle U = \quad \frac{\mathfrak{M}_u}{h\cos\varphi} + Rv_u\sin\varphi \quad . \quad . \quad (25)$$

Für Näherungsrechnungen können $\triangle O$ und $\triangle U$ vernachlässigt werden.[2])

Die Gurtmomente in einer wagerechten Entfernung z von den Wendepunkten sind

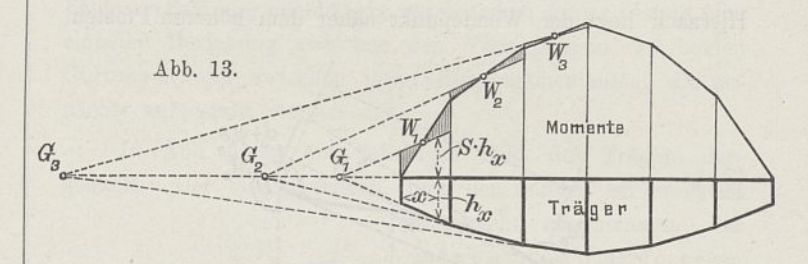
$$\left.\begin{aligned} M_o &= R_o z = Rv_o z \\ M_u &= R_u z = Rv_u z \end{aligned}\right\} \Sigma M = M_o + M_u = R(v_o + v_u)z = Rz \quad (26)$$

Die Abszissen sind positiv, wenn der betreffende Gurtquerschnitt rechts vom Wendepunkte liegt. Die Momente M sind positiv, wenn sie den Gurtstab hohl nach oben biegen. Ihre an den Knoten liegenden Größtwerte erhält man für $z = k$ und $z = -i$.

Die Gurtkräfte $\mathfrak{O}$ und $\mathfrak{U}$ haben bei lotrechter Belastung gleich große wagerechte Komponenten, $S = \mathfrak{O}\cos\omega = \mathfrak{U}\cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}}{h}$. Dieselben bilden in jedem Trägerquerschnitt x ein Kräftepaar $= Sh_x$, wo h_x die Trägerhöhe im betr. Querschnitt bezeichnet. Die Werte von Sh_x bilden eine Stufenlinie, deren einzelne Gerade in den betreffenden Feldern durch die jeweiligen Wendepunkte W und Gegenpunkte G gehen (Abb. 13). Der Unterschied zwischen der Stufenlinie Sh_x und der Linie der äußeren Kraftmomente $\mathfrak{M}$ (in Abb. 13 schraffiert) stellt die Gurtmomente $\Sigma M = \mathfrak{M} - Sh_x$ dar. Es ist hieraus deutlich der Einfluß der Neigung der Gurtstäbe auf die Größe von ΣM ersichtlich. Geht die Resultierende der äußeren Kräfte ($= \mathfrak{Q}$) durch G, so fällt für das betr. Feld die Stufenlinie mit der Momentenlinie $\mathfrak{M}$ zusammen, die Gurtmomente ΣM werden gleich Null. In den gewöhnlichen Fällen werden die Gurtmomente am größten bei den wagerechten Stufen des Parallelträgers.

2) $\triangle O$ und $\triangle U$ werden genau gleich Null bei Parallelträgern und bei gleichförmig belasteten Parabelträgern, wo $R = 0$. Der Größtwert von $\triangle O$ wird aus $\frac{d\triangle O}{d\omega} = 0$ erhalten. Setzt man dabei $\varphi = 0$, so ergibt diese Bedingung $2\operatorname{tg}\omega + \operatorname{tg}\omega^3 = \mathfrak{Q}h : \mathfrak{M}$, woraus der entsprechende Neigungswinkel ω bestimmt werden kann. Annähernd ist $\operatorname{tg}\omega = \mathfrak{Q}h : 2\,\mathfrak{M}$.

Abb. 13.



Um die in einem Zwischenpfosten wirkenden Stammkräfte zu erhalten, betrachtet man ein zwischen den Wendepunkten der Nachbarfelder herausgeschnittenes Trägerstück (Abb. 14). Summe aller lotrechten Komponenten gleich Null ergibt

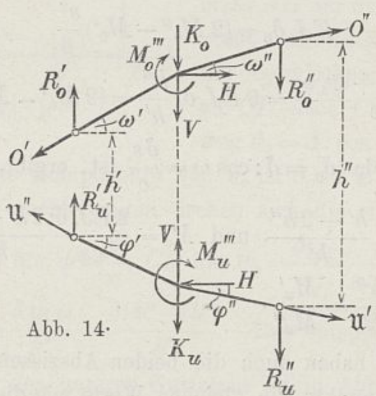


Abb. 14.

$$\left.\begin{aligned} \text{Längskraft } V &= -K_o - \mathfrak{O}'\sin\omega' + \mathfrak{O}''\sin\omega'' + R_o' - R_o'' \\ &= -K_o + \frac{M_o'\operatorname{tg}\omega'}{h'} - \frac{M_o''\operatorname{tg}\omega''}{h''} + R'v_o' - R''v_o'' \\ \text{oder auch } &= K_u - \mathfrak{U}'\sin\varphi' + \mathfrak{U}''\sin\varphi'' - R_u' + R_u'' \\ &= K_u - \frac{M_u'\operatorname{tg}\varphi'}{h'} + \frac{M_u''\operatorname{tg}\varphi''}{h''} - R'v_u' + R''v_u'' \end{aligned}\right\} \quad (27)$$

Für Parallelträger werden alle Neigungswinkel gleich Null und $R = \mathfrak{Q}$; man erhält $V = -K_o + \mathfrak{Q}'v_o' - \mathfrak{Q}''v_o''$.

Sind außerdem, wie gewöhnlich, die Verteilungsbeiwerte v_o in allen Feldern gleich groß, so wird

$$\left.\begin{aligned} V &= -K_o + (\mathfrak{Q}' - \mathfrak{Q}'')v_o = -K_o + (K_o + K_u)v_o \\ &= -K_o(1 - v_o) + K_u v_o = -K_o v_u + K_u v_o \end{aligned}\right\} \quad (27a)$$

und wenn beide Gurtungen gleich stark sind,

$$V = \frac{K_u - K_o}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 27b)$$

Hiernach sind die Längskräfte der Zwischenpfosten sehr gering.

Das Biegungsmoment des Zwischenpfostens am obern Knoten ergibt sich zu

$$\left.\begin{aligned} &M_o''' = R_o'k' + R_o''i'' = R'v_o'k' + R''v_o''i'' \\ &\text{am untern Knoten zu} \\ &M_u''' = R_u'k' + R_u''i'' = R'v_u'k' + R''v_u''k'' \end{aligned}\right\} \quad (28)$$

Der Verlauf der Biegungsmomente über den ganzen Pfosten hin ist in Abb. 15 dargestellt. Die Ordinaten des Momenten-Nullpunkts W ergeben sich aus $t_o : t_u = M_o''' : M_u'''$ zu

$$t_o = \frac{R' v_o' k' + R'' v_o'' i''}{R' k' + R'' i''}\, t \quad \text{und} \quad t_u = \frac{R' v_u' k' + R'' v_u'' i''}{R' k' + R'' i''}\, t \qquad (29)$$

wo t = Pfostenhöhe.

Die Querkraft des Pfostens ist

$$H = \frac{M_o''' + M_u'''}{t} = \frac{R'k' + R''i''}{t} \quad . \quad . \quad (30)$$

angenähert

$$= \frac{(R' + R'')c}{2t} \quad . \quad . \quad . \quad (30\text{a})$$

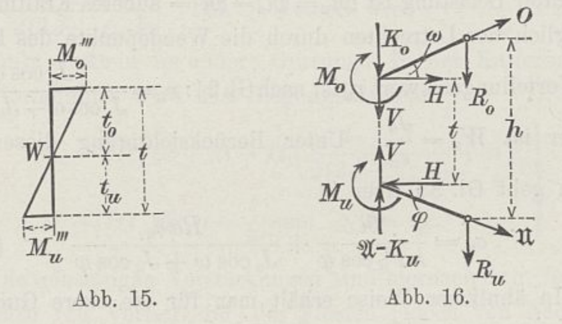


Abb. 15. Abb. 16.

Für den Endpfosten (Abb. 16) erhält man in ähnlicher Weise

$$\left.\begin{aligned} V &= -K_o + \mathfrak{D}\sin\omega - R_o = -K_o - \frac{\mathfrak{M}_o \operatorname{tg}\omega}{h} - R v_o \\ &= -\left(\mathfrak{A} - K_u - \frac{M_u \operatorname{tg}\varphi}{h}\right) v_o - \left(K_o + \frac{M_o \operatorname{tg}\omega}{h}\right) v_u \end{aligned}\right\} \quad (31)$$

$$M_o = R_o i = R v_o i; \quad M_u = R_u i = R v_u i \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (32)$$

$$t_o = v_o t; \quad t_u = v_u t \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (33)$$

$$H = \frac{Ri}{t} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (34)$$

Zeichnerische Bestimmung der Stammwerte. Der Einfluß einer beliebigen lotrechten Belastung auf die innern Kräfte eines Feldes kann ersetzt werden durch den von zwei an den Auflagern wirkenden lotrechten Kräften A'' und $-B'$, wo

A'' = Linker Auflagerdruck der rechts vom Feld gelegenen Knotenlasten,

B' = Rechter Auflagerdruck der links vom Feld gelegenen Knotenlasten.

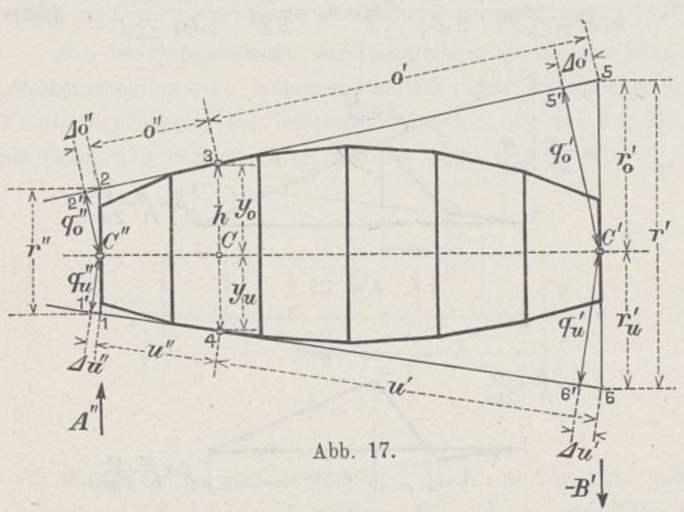


Abb. 17.

A'' und $-B'$ sind nun nach den 3 Richtungen $\mathfrak{D}$, $\mathfrak{U}$ und R (lotrecht durch die Wendepunkte) zu zerlegen. Verlängert man in Abb. 17 die beiden Gurtstäbe bis zu den Auflagerlotrechten, so stellen in dem Kraftviereck 1 2 3 4 die Strecken 1 2 $(= r'')$, 2 3 $(= o'')$, 1 4 $(= u'')$ die Kräfte R'', $\mathfrak{D}''$, $\mathfrak{U}''$ dar, die durch A'' hervorgerufen werden, wenn A'' durch die Trägerhöhe h an den Wendepunkten dargestellt wird. Es ist also $\mathfrak{D}'' = -\frac{A''o''}{h}$, $\mathfrak{U}'' = \frac{A''u''}{h}$, $R'' = \frac{A''r''}{h}$ (nach unten gerichtet).

Ebenso sind die der linksseitigen Belastung entsprechenden Kräfte

$$\mathfrak{D}' = -\frac{B'o'}{h}, \quad \mathfrak{U}' = \frac{B'u'}{h}, \quad R' = \frac{B'r'}{h} \quad \text{(nach oben gerichtet).}$$

Um nun noch die Kräfte R' und R'' auf beide Gurtstäbe zu verteilen, lege man die Punkte C' und C'' in den Auflagerlotrechten derart, daß sie die Strecken r' und r'' im Verhältnis $\frac{v_o}{v_u} = \frac{J_o \cos\omega}{J_u \cos\varphi}$ teilen. Die Teilstrecken $r_o' r_u' r_o'' r_u''$ entsprechen sodann den Kräften $R_o' R_u' R_o'' R_u''$. Dieselben sind noch parallel und senkrecht zu den Richtungen der Gurtstäbe zu zerlegen, wie dies in Abb. 17 geschehen ist. Man erhält die Strecken $\triangle o' \triangle o'' \triangle u' \triangle u'' q_o' q_o'' q_u' q_u''$, die den Stabkräften $\triangle O' \triangle O'' \triangle U' \triangle U'' Q_o' Q_o'' Q_u' Q_u''$ entsprechen.

Die Verhältnisse der einzelnen Strecken zur Höhe h stellen diejenigen Kräfte α und β dar, die durch $A'' = 1$ bzw. $B' = -1$ in den Stäben hervorgerufen werden.

Schließlich erhält man die gesamten Stabkräfte durch Addition der beiden Teilkräfte, $O = O' + O''$, $U = U' + U''$, $R = R' + R''$ usw.

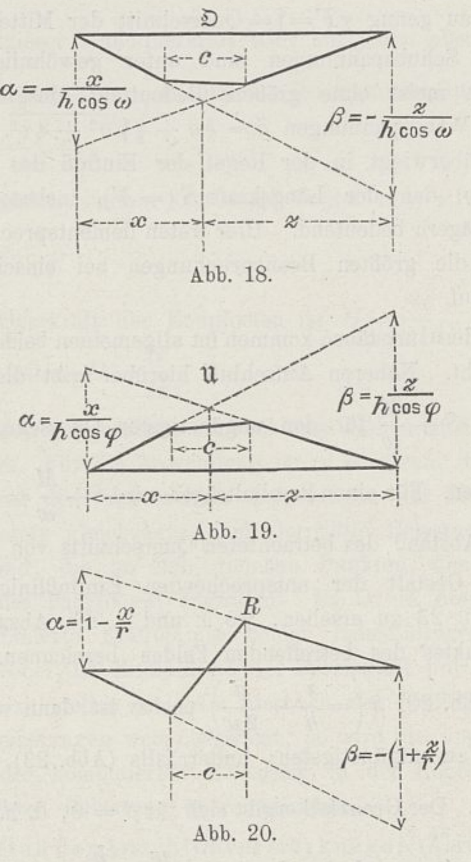


Abb. 20.

Die Einflußlinien der verschiedenen Stabkräfte und Stabmomente setzen sich aus denen der drei Urkräfte $\mathfrak{D}$, $\mathfrak{U}$ und R zusammen. Letztere sind in den Abb. 18, 19 u. 20 dargestellt.

Hierin bezeichnen x und z die Abszissen der Wendepunkte des betr. Feldes, h die Trägerhöhe daselbst, r die

Entfernung des Feldgegenpunkts von den Wendepunkten (siehe Abb. 11), α und β diejenigen Kräfte, die durch die Auflagerkräfte $A = 1$ und $B = -1$ in den betr. Stäben hervorgerufen werden.

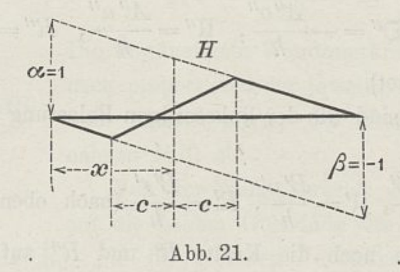


Abb. 21.

Abb. 21 zeigt die Einflußlinie der Pfostenquerkraft H eines Parallelträgers; x bezeichnet hierbei die Abszisse des Pfostens. Nach Ermittlung der maßgebenden Längskräfte S, Querkräfte Q und Biegungsmomente der einzelnen Stäbe lassen sich die zugehörigen Spannungen in bekannter Weise bestimmen.

Bei elastischem Material ist die größte Normalspannung der äußersten Fasern

$\sigma = \frac{S}{F} + \frac{M}{W} = \frac{1}{F}\left(S + \frac{M}{w}\right)$, wo F = Querschnitt, W = Widerstandsmoment, $w = \frac{W}{F}$; und die Schubspannung der Schwerpunktsfasern $\tau = \frac{Q}{\gamma F}$, wo γ ein von der Querschnittsform abhängiger Beiwert. Für Querschnitte mit dünner Mittelrippe wird genau genug $\gamma F = \mathfrak{f}$ = Querschnitt der Mittelrippe.

Die Schubspannungen sind unter gewöhnlichen Verhältnissen meist ohne größere Bedeutung, desgleichen die schiefen Wandspannungen $\xi = \frac{3}{8}\sigma + \frac{5}{8}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}$. Bei den Pfosten überwiegt in der Regel der Einfluß des Momentes $M (= Hy)$ den der Längskraft $S (= V)$, insbesondere bei Parallelträgern bedeutend. Hier treten dementsprechend nach Abb. 21 die größten Beanspruchungen bei einseitiger Belastung auf.

Bei den Gurtstäben kommen im allgemeinen beide Einflüsse in Betracht. Näheren Aufschluß hierüber gibt die Einflußlinie von $S + \frac{M}{w}$ für den ungünstigsten Querschnitt nächst dem Knoten. Für einen Parallelträger wird $S + \frac{M}{w} = \frac{\mathfrak{M}}{h} + \frac{\mathfrak{Q} a}{2w}$, wo a = Abstand des betrachteten Querschnitts von Feldmitte.

Die Gestalt der entsprechenden Einflußlinie ist aus Abb. 22 u. 23 zu ersehen, wo x und z die Abszissen des Wendepunktes des betreffenden Feldes bezeichnen. Wenn, wie in Abb. 22, $\beta \left(= \frac{z}{h} - \frac{a}{2w}\right)$ positiv ist, dann wirkt Vollbelastung am ungünstigsten; andernfalls (Abb. 23) einseitige Belastung. Der Grenzfall ergibt sich für $\beta = 0$, d. h. $\frac{w}{a} = \frac{h}{2z}$. In Trägermitte wird der Grenzwert $\frac{w}{a} = \frac{h}{l}$, am Trägerende $\frac{w}{a} = \frac{h}{2l}$. In den meisten Fällen der Anwendung wird $\frac{w}{a} > \frac{h}{2z}$ und somit Vollbelastung maßgebend sein. Noch mehr ist dies der Fall bei den Vieleckträgern, wo die Stabmomente M kleiner und die Stabkräfte S größer sind als bei Parallelträgern.

Setzt man in der Gleichung $\sigma = \frac{S}{F} + \frac{M}{W}$ die für einen Querschnitt a des unteren Gurtstabes gültigen Werte nach Gl. 25 und 26 ein, so erhält man

$$\sigma_u = \left[\frac{\mathfrak{M}_u}{h \cos\varphi} + R v_u \sin\varphi\right] : F_u + \frac{R v_u a}{W_u} \quad . \quad (35)$$

Das Glied $R v_u \sin\varphi$ ist sehr klein, bei Parallelträgern und gleichförmig belasteten Parabelträgern gleich Null; es soll für die folgende Untersuchung außer acht bleiben. Bei lotrechter Belastung ist $\mathfrak{M}_u = \mathfrak{M}_o = \mathfrak{M}$ = äußeres Kraftmoment bezüglich der Lotrechten durch die Wendepunkte des Feldes.

Der Verteilungsbeiwert v_u ist nach Gl. 21: $v_u = \frac{J_u \cos\varphi}{J_o \cos\omega + J_u \cos\varphi}$. Ferner ist $W_u = \frac{J_u}{e_u}$. Unter Berücksichtigung dieser Angaben geht Gl. 35 über in

$$\sigma_u = \frac{\mathfrak{M}}{h F_u \cos\varphi} + \frac{R a e_u}{J_o \cos\omega + J_u \cos\varphi} \quad . \quad (35^a)$$

In ähnlicher Weise erhält man für die obere Gurtung

$$\sigma_o = \left[\frac{\mathfrak{M}_o}{h \cos\omega} + R v_o \sin\omega\right] : F_o + \frac{R v_o a}{W_o} \text{ bzw. } = \frac{\mathfrak{M}}{h F_0 \cos\omega} + \frac{R a e_0}{J_o \cos\omega + J_u \cos\varphi} \quad . \; . \; . \; . \quad (36, 36^a)$$

σ_u wird gleich σ_o, wenn $F_u \cos\varphi = F_o \cos\omega = F$ und $e_u = e_o = e$,

$$\sigma_u = \sigma_o = \frac{\mathfrak{M}}{hF} + \frac{R a e}{J_o \cos\omega + J_u \cos\varphi} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (37)$$

$$= \frac{\mathfrak{M}}{hF} + \frac{R a e}{2J}, \text{ wenn gleichzeitig auch } J_o \cos\omega = J_u \cos\varphi = J \quad . \quad (37^a)$$

Werden die Querschnittsgrößen des einen Gurtstabs, z. B. des unteren, vergrößert, so wird hierdurch nicht nur die gesamte Spannung dieses Gurtstabs (reine Zugspannung + Biegungsspannung) gemindert, sondern auch die Biegungsbeanspruchung der anderen Gurtung. Bezeichnet man die betreffenden Vergrößerungen mit $\triangle F$ und $\triangle J$, so erhält man für Parallelträger, wo $R = \mathfrak{Q}$,

$$\sigma_u = \frac{\mathfrak{M}}{h(F + \triangle F)} + \frac{\mathfrak{Q} a e_u}{2J + \triangle J}, \quad \sigma_o = \frac{\mathfrak{M}}{hF} + \frac{\mathfrak{Q} a e_o}{2J + \triangle J} \quad . \quad (38)$$

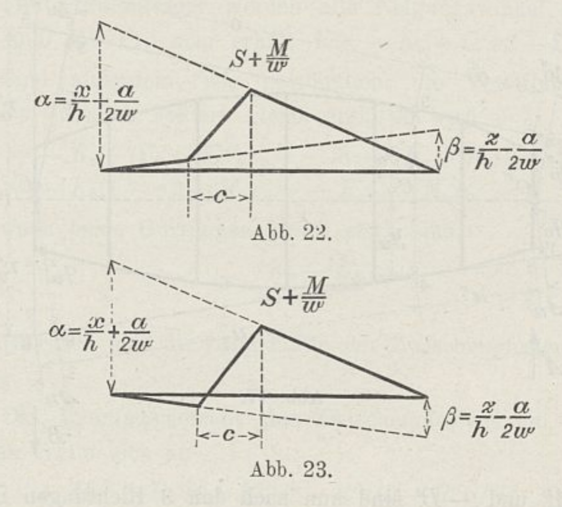


Abb. 22.

Abb. 23.

Vorstehende Gleichungen zeigen, daß der Querschnittszuwachs $\triangle F$ nur bei dem betreffenden Gurtstab wirksam

wird, daß dagegen die Vermehrung des Trägheitsmoments $\triangle J$ **beiden** Gurtstäben in gleicher Weise zugute kommt. Die Biegungsbeanspruchungen fallen bei gleichbreiten Gurtungen ($e_u = e_o$) gleich groß aus; sie werden bei der schwächeren Gurtung sogar geringer, wenn dieselbe schmäler ist ($e_o < e_u$).

Durch die Vergrößerung des Trägheitsmoments der einen Gurtung wird gleichzeitig auch die Biegungsbeanspruchung der Pfosten vermehrt, da nunmehr der Momenten-Nullpunkt aus der Pfostenmitte heraustritt und sich von der verstärkten Gurtung entfernt. Das betreffende Maß berechnet sich zu $\triangle t = \frac{t \triangle J}{2(2J + \triangle J)}$. Für $\triangle J = \infty$ wird $\triangle t = \frac{t}{2}$, d. h. der Nullpunkt rückt in die andere Gurtung. In der Entfernung a von Pfostenmitte wird das Biegungsmoment

$$\left.\begin{aligned} M_a &= H(\triangle t + a) = H\left(\frac{t \cdot \triangle J}{2(2J+\triangle J)} + a\right); \\ &= Ht \text{ für } a = \frac{t}{2} \text{ und } \triangle J = \infty. \end{aligned}\right\} \quad (39)$$

Die einseitigen Verstärkungen sind hiernach nur für die Gurtstäbe von Vorteil, für die Pfosten jedoch von Nachteil.

Derartige Verstärkungen der einen Gurtung werden in größerem Maßstab durch die Mitwirkung der anschließenden, mit ihr fest verbundenen Fahrbahnkonstruktion verursacht. Insbesondere ist dies bei Eisenbetonbrücken der Fall. Wieviel von dem Querschnitt der Fahrbahnkonstruktion (Platte oder Plattenbalken) dem Gurtquerschnitt zuzurechnen ist, ist im gegebenen Falle angemessen abzuschätzen. Dabei wird man, soweit es sich um die Gurtbeanspruchung handelt, lieber zu wenig annehmen; soweit es sich aber um die Pfosten handelt, den hier ungünstigsten Fall, daß der volle Fahrbahnquerschnitt zur Mitwirkung kommt, in Rechnung stellen. Bei eisernen Brücken wäre das ganze Trägheitsmoment der durchlaufenden Fahrbahnlängsträger als $\triangle J$ zu rechnen, wenn die Querträger unendlich steif wären. In Wirklichkeit ist jedoch nur ein Bruchteil wirksam, infolge der bei der Kraftübertragung eintretenden Formänderung der Querträger. Sind die Längsträger als freiaufliegende Einzelträger ausgebildet, so wird naturgemäß $\triangle J = 0$. Der Betrag $\triangle F$, der durch die Längsträger den Gurtungen geliefert wird, ist im allgemeinen sehr gering und wird am besten vollständig vernachlässigt.

Mit der Unterstützung der Hauptträger durch die Fahrbahnkonstruktion ist selbstverständlich eine entsprechende Mehrbeanspruchung der letzteren verbunden, die bei der Dimensionierung berücksichtigt werden sollte.

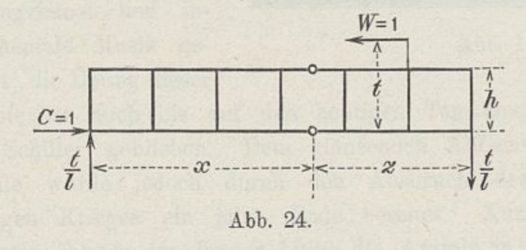


Abb. 24.

Wagerechte Belastungen. Auch hierfür sind die allgemeinen Gl. 17 bis 34 gültig. Für eine in der Höhe t über den Auflagern wandernde wagerechte Einzellast $W = 1$ (Abb. 24) erhält man, Parallelträger vorausgesetzt, folgende Einflußlinien:

Obergurtstab $O = \frac{tz}{lh}$ (Last links vom Feld),

$O = -\frac{tx}{lh}$ (Last rechts vom Feld) (Abb. 25).

Ungünstigste Laststellung von $0 - x$ oder von $x - l$. Bei einer gleichmäßigen wagerechten Belastung w für die Längeneinheit wird max $O =$ rund $\pm w \frac{txz}{lh}$.

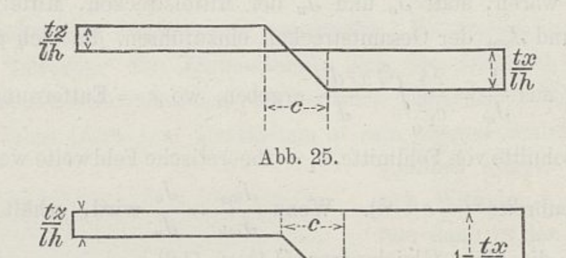


Abb. 25.

Abb. 26.

Für Vollbelastung wird $O = 0$.

Untergurtstab $U = -\frac{tz}{lh}$ (Last links vom Feld) (Abb. 26),

$U = -\left(1 - \frac{tx}{lh}\right)$ (Last rechts vom Feld),

max U bei Vollbelastung $= -wz$.

Wandquerkraft $R = \mathfrak{Q} = \frac{t}{l}$, für jedes Feld und für jede Lastlage.

Von dieser Wandquerkraft trifft auf jeden oberen Gurtstab der Betrag $Q_o = \frac{t}{l} v_o$ und auf jeden untern Gurtstab der Betrag $Q_u = \frac{t}{l} v_u$.

Bei gleich starken Gurtungen wird $v_o = v_u = \frac{1}{2}$ und $Q_o = Q_u = \frac{t}{2l}$.

Die Querkraft der Endpfosten ist $H = \frac{tc}{2lh}$, die der Zwischenpfosten $H = \frac{tc}{lh}$.

Bei entgegengesetzter Lastrichtung drehen sich die Vorzeichen um. Für die Anwendung ist zu beachten, daß, wenn es sich bei den wagerechten Belastungen um Bremskräfte handelt, stets gleichzeitig auch lotrechte Belastungen vorhanden sind, die an den gleichen Punkten, den Schwerpunkten der Fahrzeuge, angreifen. Es ist in diesem Falle eine kombinierte Einflußlinie beider Belastungsarten maßgebend, wobei die Einflußlinie der Bremskraft nur mit $\frac{1}{7}$ in Rechnung zu stellen ist. Da hiernach der Einfluß der lotrechten Belastungen weit überwiegt, so wird die ungünstigste Stellung der kombinierten Belastung in der Regel mit der der lotrechten Belastung übereinstimmen.

Einfluß der Anschlußverstärkungen (Abrundungen, Abschrägungen, Abb. 27). a) Bei Bestimmung der Wendepunkte (Gl. 14) und der Lastverteilung auf beide Gurtungen (Gl. 16) war die übliche Voraussetzung gemacht worden, daß sich die einzelnen Stäbe mit konstantem Trägheitsmoment von Knotenpunkt zu Knotenpunkt erstreckten. In Wirklichkeit ist dies nicht der Fall; infolge der Anschlußverstär-

kungen nehmen die Trägheitsmomente gegen die Knoten hin zu, und wegen der Nachbarpfosten werden die wirksamen Stablängen um die entsprechenden Pfostenbreiten gegenüber den Netzlängen (Knotenpunktsentfernungen) gemindert. Hierdurch werden jedoch in den Fällen der Anwendung die Ergebnisse entweder gar nicht (symmetrischer Parallelträger) oder nur ganz unwesentlich beeinflußt, so daß die gemachte Voraussetzung beibehalten werden darf. Bei schärferer Rechnung wären, statt J_o und J_u der Mittelstrecken, Mittelwerte J_{om} und J_{um} der Gesamtstrecken einzuführen, die sich genau genug aus $\frac{1}{J_m} = \frac{24}{c_1^2}\int_0^{\frac{c_1}{2}} \frac{x^2 dx}{J}$ ergeben, wo x = Entfernung der Querschnitte von Feldmitte, c_1 = theoretische Feldweite weniger Pfostenbreite $(= c - b)$. Wenn $\frac{J_{mo}}{J_{mu}} = \frac{J_o}{J_u}$ wird, erhält man genau die alten Gleichungen (14) u. (16).

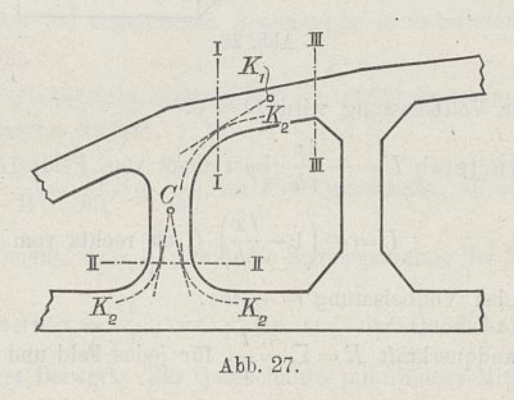


Abb. 27.

b) Durch die Anschlußverstärkungen werden die Biegungsspannungen der Stäbe wesentlich verringert. Der ungünstigste Querschnitt liegt nicht mehr beim Knoten, sondern innerhalb oder beim Beginn der Verstärkung, wo das Biegungsmoment geringer ist als am Knoten. Handelt es sich um eine Abrundung (Abb. 27 links), so liegt der ungünstigste Querschnitt I-I etwa dort, wo eine Tangente vom Kernpunkt K_1 des Wendequerschnitts aus die Kernlinie K_2 berührt. Zur Bestimmung des ungünstigsten Pfostenquerschnitts II-II ist die Tangente an die Kernlinien K_2 vom Pfostenwendepunkt C aus zu ziehen. Die Biegungsbeanspruchung der äußersten geraden Faser des um a von dem Wendequerschnitt entfernten Querschnitts I-I ist $\sigma = \frac{R_o \cdot ae}{J}$, die der äußersten gekrümmten Faser $\sigma = \frac{R_o ae}{J \cos^2 \alpha}$, ... (40)

wo α den Neigungswinkel der Tangente gegen die Stabachse bezeichnet.

Für den Querschnitt II-II ist ähnlich $\sigma = \frac{Hae}{Y \cos^2 \alpha}$, wo Y = Trägheitsmoment des Querschnitts.

Bei Abschrägungen (Abb. 27 rechts) liegt der ungünstigste Querschnitt III-III in der Regel beim Beginn derselben; ausnahmsweise, bei sehr flacher Abschrägung, am Ende derselben, am Knoten. Infolge der plötzlichen Richtungsänderung beim Querschnitt III-III tritt hier eine etwas andere Spannungsverteilung ein, als wie die gewöhnliche Rechnungsweise voraussetzt; Gl. (40) ergibt zu geringe Werte für die größte Spannung σ. Es besteht die Gefahr von Überanstrengung bzw., bei sprödem Material, von Rißbildung. Dieser Mißstand wird durch Einlegen einer kleinen Abrundung vermieden.

Bei Bestimmung der Spannungen σ, die im Querschnitt I-I durch die Stabkraft O hervorgerufen werden, ist zu berücksichtigen, daß dieser Querschnitt größer ist als der Querschnitt F der mittleren Stabstrecke, und daß die Stabkraft O außerhalb des Schwerpunkts angreift. Diese beiden Umstände sind von entgegengesetztem Einfluß auf die Spannung der äußersten geraden Faser. In den meisten Fällen kann man genau genug annehmen, daß sie sich aufheben und einfach $\sigma = \frac{O}{F}$ setzen.

Was die Spannungen innerhalb der Knoten anbelangt, so ist eine genaue theoretische Bestimmung derselben nicht durchführbar, ebensowenig wie bezüglich der Spannungen in den Knoten von Fachwerkträgern. Hier kann nur von sorgfältig angestellten Versuchen näherer Aufschluß erwartet werden. Für die Praxis genügt es, wenn auf Grund der bisherigen Erfahrungen und allgemeiner Überlegungen Dimensionen ausgeführt werden, welche zum mindesten die gleiche Sicherheit bieten wie die Querschnitte der freien Strecken. Dieser Gegenstand liegt außerhalb des Rahmens dieser Abhandlung; es wird daher hier nicht näher darauf eingegangen. (Schluß folgt.)

Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle a. d. S.